

École de génie

Contribution à l'étude des graveleux
latéritiques dans les pays du
Sahel: cas des routes non revêtues

Thèse de M.Sc.A. (génie civil)

par
Idrissa Tockol
1993


ARCHIV
95824

UNIVERSITÉ DE MONCTON

Moncton, Nouveau-Brunswick, Canada, E1A 3E9

92-6-60-63
IDRC - Lib.

95824

**Contribution à l'étude des graveleux
latéritiques dans les pays du
Sahel: cas des routes non revêtues**

Thèse de M.Sc.A. (génie civil)

**par
Idrissa Tockol
1993**

CONTRIBUTION A L'ETUDE DES GRAVELEUX LATERITIQUES

DANS LES PAYS DU SAHEL:

CAS DES ROUTES NON REVETUES

THESE SOUMISE EN VUE DE L'OBTENTION

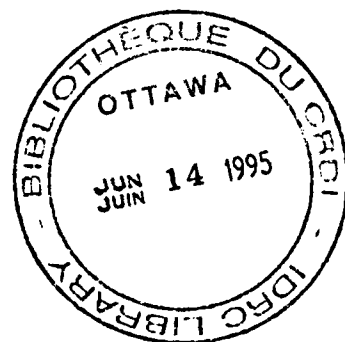
DU DIPLOME DE MAITRISE ES SCIENCES APPLIQUEES

(M.Sc.A)

GENIE CIVIL

PAR

IDRISSA TOCKOL



ECOLE DE GENIE

UNIVERSTE DE MONCTON

1993

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, je commencerai par remercier le Centre de Recherche pour le Développement International (CRDI), Ottawa Canada, pour son apport financier dans la réalisation de cette thèse.

Mes remerciements les plus sincères vont à mon directeur de thèse le professeur Michel Massiera de l'Université de Moncton au Canada et au professeur Mohamed Saliha Maiga de l'École des Mines et de la Géologie (EMIG), qui, tout au long de mes travaux, m'ont apporté un soutien moral et matériel sans faille. Qu'ils en trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je tiens à remercier également les professeurs Gilles Hébert et Paul Chiasson de l'Université de Moncton qui m'ont soutenu et encouragé durant tout mon séjour à l'Université de Moncton, ainsi que MM. Camille Vautour et Daniel Babineau qui m'ont aidé dans la réalisation de tous mes essais de laboratoire.

Mes remerciements vont également à M. Mahaman Lawali Amadou ministre de l'Équipement et de l'Habitat du Niger, ainsi qu'à Madame Abba Adama et tout le personnel du Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment qui m'ont apporté aide et soutien au cours de cette tâche difficile.

Enfin tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à la réalisation de cette thèse, qu'ils en trouvent ici l'expression de mes sincères remerciements.

RÉSUMÉ

Cette thèse présente les travaux de recherches qui ont été faits dans le cadre de l'étude des matériaux graveleux latéritiques utilisés dans la construction des routes (cas des routes non revêtues dans les pays du sahel). L'objectif principal de la thèse est de déterminer des relations entre les caractéristiques physiques et mécaniques de ces sols et leur comportement sur la route non revêtue. Après avoir choisi plusieurs tronçons de routes qui se sont mal ou bien comportés (susceptibles à la perte en matériaux et ou au phénomène de la tôle ondulée ou non), au Mali et au Niger, nous avons procédé à l'étude sur le terrain et en laboratoire des matériaux de construction des ces routes. La première phase de l'étude a consisté à chercher les facteurs qui peuvent permettre de distinguer les matériaux qui sont susceptibles ou non à ces deux types de dégradations. Cette étude à été mené à partir des essais classiques tels la granulométrie, les limites d'Atterberg, l'essai proctor, l'indice de dureté, l'essai CBR et les classifications AASHTO et USCS. Dans une deuxième phase, d'autres essais moins courants tels l'essai de résistance maximale à la compression sèche (MDCS ou essai des Australiens) et les essais d'analyses chimiques ont été utilisés afin de pouvoir différencier les deux types de matériaux. Des essais de stabilisation au ciment et une étude économique sommaire de l'entretien des routes non revêtues ont complété l'ensemble des travaux.

ABSTRACT

This thesis presents the research done within the study of lateritics gravel materials used in construction of roads (case of gravel roads in sahel countries).

The main objective of this research is to determine the relationship between the physical and mechanical characteristics of lateritic soils and their behaviour on gravel roads. After choosing several sections of roads which either behave well (susceptible to gravel loss and/or corrugation), in Mali and Niger, we proceeded to study the construction materials in situ and in the laboratory.

The first phase consisted in determining the factors which can permit us to distinguish the materials susceptible or not to those two kinds of degradations. The study was done by using classic methods of testing like gradation, Atterberg limits, proctor test, hardness index, CBR test and soil classification systems (AASHTO and USCS).

In the second phase, other tests, less common, like the test of maximum dry compressive strength (MDCS, used in Australia) and chemical analyses were used to differentiate the two kinds of materials. Testing with cement stabilization and summary economic study completed this research.

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	i
Résumé.....	ii
Abstract.....	iii
Tables des Matières.....	iv
Liste des figures.....	viii
Liste des tableaux.....	xii

CHAPITRE 1-INTRODUCTION

1.1 Contexte de l'étude.....	1
1.2 Objectifs de cette recherche.....	2

CHAPITRE 2-ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

2.1 Latérites et latérisation.....	4
2.1.1 Définition.....	4
2.1.2 Genèse des latérites.....	6
2.1.3 Différents types de latérites.....	9
2.2 Routes non revêtues.....	13
2.2.1 Présentation.....	13
2.2.2 Dégradations.....	18
2.3 Synthèse des recherches sur les latérites.....	28
2.3.1 Introduction.....	28
2.3.2 Caractérisation des sols latéritiques..	30
2.3.3 Classifications géotechniques des latérites.....	41
2.3.4 Recherches pratiques sur le terrain....	44

2.3.5 Synthèse	49
----------------------	----

CHAPITRE 3-ETUDES IN SITU ET EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT DES LATERITES

3.1 Etudes in situ.....	53
3.1.1 Introduction.....	53
3.1.2 Essais in situ effectués au Niger.....	54
3.1.3 Essais in situ effectués au Mali.....	57
3.2 Essais de laboratoires.....	60
3.2.1 Résultats des essais sur les tronçons retenus au Niger.....	60
3.2.2 Résultats des essais sur les tronçons retenus au Mali.....	65
3.2.3 Remarques.....	66
3.3 Exploitation des résultats.....	66
3.3.1 Les essais d'identification.....	66
3.3.2 Les essais de portance et de dureté des nodules.....	79
3.3.3 Classification géotechniques des latérites.....	95
3.3.4 Conclusion.....	97

CHAPITRE 4-AUTRES ETUDES EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT DES LATERITES

4.1 Graveleux latéritiques traités au ciment.....	99
4.1.1 Introduction.....	99
4.1.2 Quelques caractéristiques des latérites traitées au ciment.....	100
4.1.3 Stabilisation au ciment.....	104
4.2 Essais de résistance maximum à la compression sèche.....	118

4.2.1	Introduction	118
4.2.2	Appareillage.....	120
4.2.3	Préparation des échantillons.....	120
4.2.4	Confection et écrasement des éprouvettes.....	120
4.2.5	Présentation des résultats.....	121
4.3	Analyses chimiques des latérites.....	125
4.3.1	Introduction.....	125
4.3.2	Analyses chimiques des échantillons....	128
4.3.3	Présentation des résultats.....	128
4.3.4	Conclusion.....	136

CHAPITRE 5-ETUDE ECONOMIQUE DE L'ENTRETIEN ROUTIER

5.1	Introduction.....	137
5.2	Revue de littérature.....	138
5.2.1	Coût d'investissement initial.....	139
5.2.2	Coût de l'entretien.....	139
5.2.3	Coût de transports ou coût à l'utilisateur..	140
5.3	Etude du coût de l'entretien routier au Niger.....	142
5.3.1	Préliminaire.....	142
5.3.2	Coût de construction et d'entretien d'une route revêtue et d'une route en terre au Niger.....	143
5.3.3	Etudes des opérations les plus coûteuses de l'entretien des routes en terre	149
5.4	Conclusion.....	154

CHAPITRE 6-CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

6.1 Conclusions.....	156
6.2 Recommandations.....	160
Références bibliographiques.....	164
Bibliographie complémentaire.....	171
 ANNEXE I.....	 182
ANNEXE II.....	200
ANNEXE III.....	207

LISTE DES FIGURES

2.1a	Différents profils de formation des latérites.....	10
2.1b	Différents profils de formation des latérites.....	11
2.2	Processus de formation des latérites en climat sec....	14
2.3	Processus de formation des latérites en climat humide.....	15
2.4	Répartition des différents types de latérites selon les zones climatiques en Afrique.....	16
2.5	Quelques valeurs de perte en matériau dans différents pays africains.....	20
2.6a	Exemple de perte en matériaux.....	25
2.6b	Exemple caractéristique de tôle ondulée.....	25
2.7	Exemple de déformation due à tôle ondulée en climat sec et humide.....	27
2.8	Gratte-tôles à lames.....	29
2.9	Influence de la durée d'imbibition sur les valeurs du C B R.....	40
2.10	Classification du C E B T P.....	46
2.11	Profondeur des ornières en fonction du trafic et de la nature des matériaux.....	50
2.12	Irrégularité de surface en fonction du trafic et de la nature des matériaux.....	51
3.1	Courbes granulométriques des échantillons prélevés sur la route et en carrière PK 3 Say-Tapoa.....	63
3.2	Courbes granulométriques des échantillons prélevés sur la route et en carrière PK 27 Say-Tapoa.....	64
3.3	Courbes granulométriques des échantillons prélevés sur la route et en carrière PK 18 Bamako-Kangaba.....	68
3.4	Courbes Granulométriques des échantillons prélevés sur la route et en carrière PK 51 Bamako-Kangaba.....	69
3.5	Courbes granulométriques des échantillons tamisés à sec et par la voie humide.....	73

3.6	Courbes proctor d'échantillons compactés avec et sans renouvellement de matériau.....	83
3.7	Courbes proctor de 4 échantillons prélevés sur une même carrière.....	85
3.8	Courbes granulométriques avant et après compactage à énergie variable.....	86
3.9	Variation de l'indice de dureté en fonction de l'énergie de compactage.....	91
4.1	Influence de la température sur la résistance en compression simple.....	103
4.2	Dispositif de confection des éprouvettes.....	106
4.3	Dispositif de moulage des éprouvettes.....	109
4.4	Dispositif de compression des éprouvettes.....	111
4.5	Variation de la résistance à compression en fonction de la teneur en eau.....	124
4.6	Variation du pourcentage de SiO_2 en fonction de différentes carrières	132
4.7	Variation du pourcentage de Fe_2O_3 en fonction de différentes carrières.....	133
4.8	Graphe SiO_2 et $\text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{Al}_2\text{O}_3$ en fonction de différentes carrières.....	134
4.9	Projet d'abaque complémentaire aux classifications classiques dans le cas des graveleux la ténitiques.....	135
5.1	Coût annuel par tâche de l'entretien routier.....	150
AI.1	Courbes proctor sur quatre échantillons non renouvelés, carrière PK 3.....	184
AI.2	Courbes proctor sur un même échantillon renouvelé et non renouvelé, carrière PK 3.....	185
AI.3	Courbes proctor sur un même échantillon renouvelé et non renouvelé, carrière PK 3.....	186
AI.4	Courbes proctor sur un même échantillon renouvelé et non renouvelé, carrière PK 3.....	187

AI.5	Courbes proctor sur quatre échantillons non renouvelés, carrière PK 27.....	188
AI.6	Courbes proctor sur quatre échantillons renouvelés, carrière PK 27.....	189
AI.7	Courbes proctor sur un même échantillon renouvelé et non renouvelé, carrière PK 27.....	190
AI.8	Courbes proctor sur un même échantillon renouvelé et non renouvelé, carrière PK 27.....	191
AI.9	Courbes proctor sur un même échantillon renouvelé et non renouvelé, carrière PK 27.....	192
AI.10	Courbes proctor sur un même échantillon renouvelé et non renouvelé, carrière PK 27.....	193
AI.11	Courbes granulométriques avant et après un seul compactage, carrière PK 3.....	194
AI.12	Courbes granulométriques avant et après deux compactages, carrière PK 3.....	195
AI.13	Courbes granulométriques avant et après un seul compactage, carrière PK 27.....	196
AI.14	Courbes granulométriques avant et après deux compactages, carrière PK 27.....	197
AI.15	Courbes granulométriques, compactage à énergie variable, carrière aéroport 1.....	198
AI.16	Courbes granulométriques, compactage à énergie variable, carrière aéroport 2.....	199
AII.1	Courbes granulométriques, échantillons prélevés en carrière et sur la route, route Kati-Kolokani, PK 25.....	201
AII.2	Courbes granulométriques, échantillons prélevés en carrière et sur la route, route Kati-Kolokani, PK 33.....	202
AII.3	Courbes granulométriques avant et après compactage, route Bamako-Kangaba, carrière PK 18.....	203

AII.4	Courbes granulométriques avant et après compactage, route Bamako-Kangaba, carrière PK 51.....	204
AII.5	Courbes granulométriques avant et après compactage, route Kati-Kolokani, carrière PK 25.....	205
AII.6	Courbes granulométriques avant et après compactage, route Kati-Kolokani, carrière PK 33.....	206

LISTE DES TABLEAUX

2.1	Caractéristiques chimique et minéralogique d'une latérite formée à partir d'un granit à biotite-orthoclase-quartz au Ghana d'après Hamilton (1964).....	7
2.2	Usure annuelle des routes en fonction du trafic.....	21
2.3	Perte annuelle en matériau dans quelques pays africains.....	23
2.4	Classification Ivoirienne des sols.....	45
3.1	Essais effectués sur le terrain au Niger route Say-Tapoa PK 3 et PK 27.....	56
3.2	Essais effectués sur le terrain au Mali route Bamako-Kangaba PK 18 et PK 51.....	59
3.3	Essais effectués sur le terrain au Mali route Kati-Kolokani PK 25 et PK 33.....	59
3.4	Essais de laboratoire effectués au Niger route Say-Tapoa PK 3 et PK 27.....	62
3.5	Essais de laboratoire effectués au Mali route Bamako-Kangaba PK 18 et PK 51.....	67
3.6	Analyse des résultats des essais de limites route Say-Tapoa PK 3 et PK 27.....	75
3.7	Résultats des essais de limites effectués au Niger, au Mali et à Moncton.....	78
3.8	Analyse des résultats des essais proctor.....	82
3.9	Indice de dureté sur les matériaux prélevés au Niger et Mali.....	88
3.10	Indice de dureté à énergie variable.....	90
3.11	Résultats des essais C B R effectués au Niger et au Mali.....	93
4.1	Critères de résistance des sols ciment.....	102
4.2	Programme d'essais carrière PK 63 route Dembou-Farié.....	112

4.3	Programme d'essais carrière PK 31.4 route Dembou-Farié.....	113
4.4	Résultats des essais de compression simple carrière PK 63 route Dembou-Farié.....	114
4.5	Résultats des essais de compression simple carrière PK 31.4 route Dembou-Farié.....	115
4.6	Résultats des essais MDCS PK 31.4 et PK 63 route Dembou-Farié.....	122
4.7	Résultats des analyses chimiques des échantillons prélevés au Niger.....	129
4.8	Valeurs du rapport S/R.....	130
5.1	Coût de construction de route au Niger et au Mali...	144
5.2	Coût annuel de l'entretien des routes revêtues et des routes en terre au Niger.....	146

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

1.1 Contexte de l'étude

Dans la zone intertropicale et plus spécifiquement dans les pays en voie de développement, les graveleux latéritiques constituent presque 100 % des couches de fondation et 60 à 70% des couches de base des chaussées.

L'utilisation de ce matériau est favorisée par sa disponibilité le long des tracés des routes et son faible coût d'exploitation.

Dans les pays en voie de développement l'essentiel des transports étant fait par voie terrestre, ces pays ont essayé de développer un réseau routier leur permettant de désenclaver les différentes régions.

Compte tenue des faibles ressources dont disposent ces pays plus de 70% du réseau est constitué de routes en terre construites, dans la plupart des cas, en graveleux latéritiques.

Ces routes dites en "terre moderne" ont comme particularité d'avoir une couche de base qui sert en même temps de couche de roulement.

Si les routes en graveleux latéritiques ont un coût d'investissement initial faible, il a été constaté que ces matériaux se dégradent très rapidement, engendrant un coût d'entretien et d'opération de véhicules très élevé.

Depuis une quarantaine d'années, plusieurs chercheurs se sont engagés à mieux connaître ce matériau dans le but d'optimiser son

utilisation comme couche de fondation et de base des routes à trafic faible ou moyen.

Ces recherches ont démontré que les graveleux latéritiques sont des sols évolutifs et que les essais géotechniques classiques employés dans les pays tempérés pour classifier les sols s'adaptent mal à ces matériaux.

Malgré la multitude de références disponibles dans ce domaine, aucune classification n'a jusqu'aujourd'hui pu obtenir un consensus universel.

Les routes dans les pays en développement représentent un capital très important. Afin de maintenir cet investissement, ces pays doivent faire face à un programme d'entretien très onéreux malgré la faiblesse de leurs ressources.

1.2 Objectifs de cette recherche

Le but de cette étude est de contribuer à déterminer des relations entre les caractéristiques physiques des sols latéritiques et leur comportement mécanique, de façon à faire des recommandations pouvant faciliter la conception et l'entretien des routes non revêtues dans la zone sahélienne.

Les recherches menées dans ce cadre s'intéresseront surtout au phénomène de la "tôle ondulée" et du "gravel loss" (perte en matériau) qui sont les maladies les plus connues des routes en terre.

L'étude se fera à partir des essais in situ et des essais de laboratoire. Elle consistera à choisir des tronçons de route qui se

sont mal ou bien comportés et à analyser leur comportement et les matériaux qui ont servis à leur construction. Ceci permettra de dégager quels sont les facteurs qui permettent d'identifier les matériaux qui se sont mal ou bien comportés.

En plus des essais classiques tels les essais d'identification et de portance, cette étude sera complétée par d'autres essais moins courants. Il s'agira notamment de l'essai de stabilisation au ciment qui nous permettra d'étudier l'effet d'un apport de ciment sur les propriétés de ces sols. Un autre essai dit "essai de résistance maximum à la compression simple sèche" (MDCS = maximum dry compressive strength) appliqué en Australie pour caractériser certains sols sera aussi étudié en vue de son application aux latérites. Pour mieux cerner les différents aspects de ces matériaux, l'ensemble de ces essais sera complété par des essais d'analyses chimiques des minéraux en vue d'apprécier l'effet des différents constituants de ces sols sur leur comportement sur le terrain.

Enfin l'étude sera cloturée par une analyse sommaire des coûts de l'entretien routier et des différents procédés utilisés pour l'entretien des routes en terre dans les pays du sahel.

CHAPITRE 2

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

2.1 Latérites et latérisation

La confusion sur la genèse et la définition de ce matériau des zones intertropicales existe depuis plus d'un siècle et demi. Les recherches réalisées par Little (1967), Maud (1971), Gidigas (1971, 1972, 1975) et Autret (1983, 1984), présentent près de trente définitions des latérites.

Les chercheurs ont été assez longtemps déroutés par la diversité des formes sous lesquelles celles-ci se présentent, chacun ne pouvant décrire que le matériau qu'il avait sous les yeux.

Mais cette confusion sur la définition et la genèse des latérites commença à trouver sa solution à partir des études réalisées par Magnien (1966), Chatelin (1972) et Chalamet (1984).

2.1.1 Définition

Le terme "latérite" fait son apparition dans la littérature scientifique au début du dix-neuvième siècle pour désigner un matériau servant dans la construction dans la région de Malabar (INDE). Ce terme vient du latin "later" qui signifie brique.

Autret (1983) écrivait que selon Dreyfus (1952), ce terme aurait été employé pour la première fois par un géologue anglais Buchanan (1807), qui le décrivait comme suit: "C'est un des

meilleurs matériaux de construction, rempli de cavités et de pores, possédant de grandes quantités de fer, de coloration rouge et jaune. L'intérieur du matériau, s'il est à l'abri de l'air, est si tendre que tout instrument métallique la coupe. Aussitôt taillée à la forme voulue, la masse devient aussi dure qu'une brique et résiste à l'eau et à l'air, bien mieux que toute brique que j'ai vu aux Indes".

Cette définition beaucoup trop restrictive ne présente plus qu'un intérêt historique car elle est loin de décrire le matériau latérite actuellement utilisé pour la construction.

L'étude de ces formations se développa au dix-neuvième siècle et les géologues et les pédologues tentent de préciser la définition des latérites sur des bases chimiques, minéralogiques et stratigraphiques.

D'après Autret (1983) le Larousse en six volumes (1975) le définit comme suit: "latérite: n.f (du latin lateris, brique) sol rouge vif ou rouge brun, très riche en oxyde de fer et en alumine formé sous climat chaud. Les latérites sont des sols lessivés, riches en fer (minerai de Guinée) et contenant de l'alumine libre. Dans la forêt équatoriale humide, ce sont des argiles. Au nord et au sud, dès qu'une saison sèche apparaît, on observe la formation de carapaces de latérites, roches très dures, affleurant dans les zones les plus arides et totalement infertiles.

Selon le manuel sur les routes en zones tropicales et désertiques (BCEOM-CEBTP, 1972), en se plaçant du point de vue de l'ingénieur, Dreyfus (1952) donne la définition suivante:

"Matériau de structure vacuolaire, souvent bariolé, avec des teintes allant du jaune au rouge, plus ou moins foncé, tirant même au noir, constitué par une croûte continue d'épaisseur et de dureté variables et ayant souvent l'aspect d'une scorie, ou encore contenant des concrétions isolées oolithiques ou pisolithiques de plus ou moins grande résistance et mélangées à une partie argileuse. En dessous de la croûte ou des concrétions, on trouve un sol également bariolé et à structure vacuolaire, mais moins riche en éléments durs et de teintes plus claire". Ces différentes définitions font ressortir déjà la complexité du matériau que nous avons à étudier.

2.1.2 Genèse des sols latéritiques

Le processus de formation des latérites est défini comme suit: "C'est un ensemble de phénomènes qui aboutissent à une altération poussée de la roche mère et à une individualisation des éléments tels que silice, oxydes, hydroxydes et hydrates métalliques, en particulier de fer et d'aluminium, de manganèse et de titane; ces derniers se maintiennent ou s'accumulent dans un horizon de surface ou de faible profondeur, la silice étant, au moins en partie entraînée à la base, hors profil" (ISTED, 1990). Le tableau 2.1 donne un aperçu sur le processus

L'analyse du processus fait apparaître les étapes suivantes:

- destruction des minéraux primaires,
- partage entre éléments maintenus sur place et éléments entraînés,

Tableau 2.1 Caractéristiques chimique et minéralogique d'une latérite provenant de la destruction d'un granite riche en biotite-orthoclase-quartz au Ghana d'après Hamilton, 1964 (Gidigasu, 1971).

SOLIDE	NON CONSOLIDEE		SOLIDE
ROCHE FRAICHE	PRODUITS ALTERES	LATOSOL	ROCHE LATERITIQUE
SiO ₂ _____ >	SILICATES LIBRES (QUARTZ) _____ >	SILICATES LIBRES (QUARTZ) _____ >	SILICATES LIBRES (QUARTZ) _____ >
SiO ₂ _____ >	COL. SiO ₂ } ALLOPHONE _____ > COL. Al ₂ O ₃ }	KAOLIN CRYSTALLIN _____ >	GIBBSITET SEC. SiO ₂ _____ >
R ₂ O ₃ _____ >	COL. Al ₂ O ₃ _____ >	----- >	GIBBSITE _____ >
_____ >	COL. Fe ₂ O ₃ _____ >	COL. Fe ₂ O ₃ _____ >	GOSTHITE ET HEMATITE _____ >
_____ >	COL. Fe ₂ O ₃ _____ >	GOSTHITE _____ >	HEMATITE CRYSTALLINE _____ >
BASES _____ >	ENTRAINEES HORS PROFIL _____ >	_____ >	
	CRYSTALLISATION ET DESHYDRATION CROISSANTES _____ >		

COL. = COLLOIDAL, $R_2O_3 = Al_2O_3 + Fe_2O_3$, BASES = CaO, MgO, Na_2O , K_2O ,
SEC = SECONDAIRE .

- néoformation des produits minéraux,
- lessivage des bases des silicates et d'une partie de la silice,
- maintien ou précipitation des sesquioxides métalliques à l'origine des teintes vives,
- gibbsite et kaolinite peuvent coexister ou non (gibbsite + silice = kaolinite).

Ce processus de formation est influencé par plusieurs facteurs naturels qui sont principalement :

- le climat (pluviométrie, température, bilan hydrique),
- la topographie (érosion, drainage),
- la végétation (matières organiques, bactéries, acides humiques).

2.1.2.1 Le climat

Le climat a une action combinée par la température et le bilan hydrique.

Une pluviométrie importante est nécessaire pour provoquer l'altération des roches, mais aussi le mouvement de l'eau dans le sol (bilan hydrique) est déterminant sur la nature du produit final. La température catalyse les réactions chimiques et joue sur l'altération en favorisant la formation ou la destruction de l'humus (ISTED, 1990).

Enfin un climat chaud et pluvieux à deux saisons alternées bien marquées est nécessaire pour la formation des sols latéritiques.

2.1.2.2 La topographie

La topographie influe sur le processus de formation des latérites en favorisant ou en défavorisant l'accumulation de l'eau. Une zone plate permet l'accumulation de l'eau et évite l'érosion mécanique, alors qu'une forte pente permet le ruissellement. Ces phénomènes influent beaucoup sur le type de latérites formées.

Les figures 2.1a et 2.1b donnent les différents profils de formation des latérites.

2.1.2.3 La végétation

La végétation permet la formation de la matière organique mais aussi joue sur le ruissellement et le bilan hydrique, favorisant la formation d'un type de latérites spécifiques selon qu'on se trouve en zone de forêt ou de savane.

2.1.3 Différents types de latérites

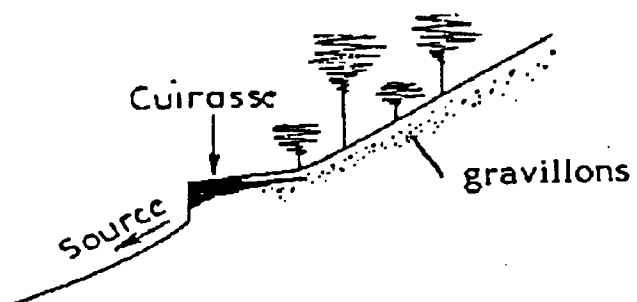
D'une façon générale, les latérites sont formées par lessivage des roches dans des conditions particulières qui règnent sous les tropiques. Selon qu'on se trouve en zone tropicale sèche ou en zone tropicale humide, on rencontre différents types de latérites qui sont:

- les sols ferrugineux
- les sols ferralitiques
- les ferrisols

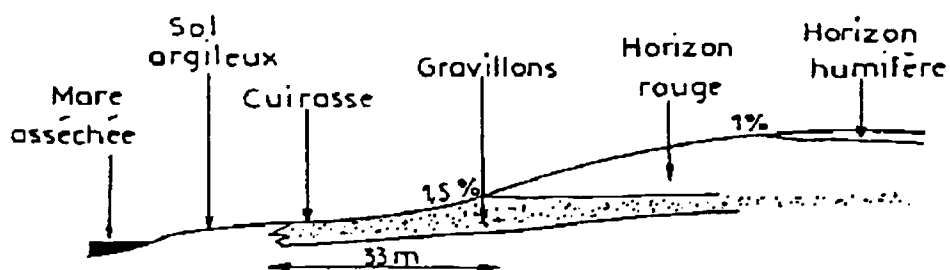
2.1.3.1 Les sols ferrugineux

Ils se forment dans les régions a climat tropical avec une longue saison sèche. La végétation est de type savane et le drainage est médiocre ou mauvais.

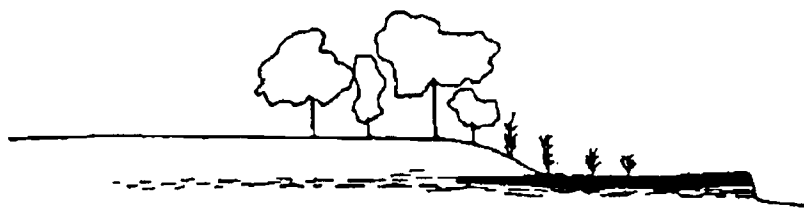
Pendant la saison sèche, les silicates ferreux et les oxydes ferriques libérés pendant la dissolution de la roche mère en saison de pluie remontent grâce à l'intense évaporation entraînant une



- Sur versant



- En milieu hydromorphe

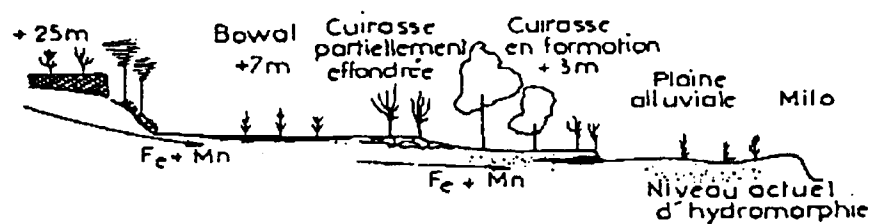


- En bordure de vallée

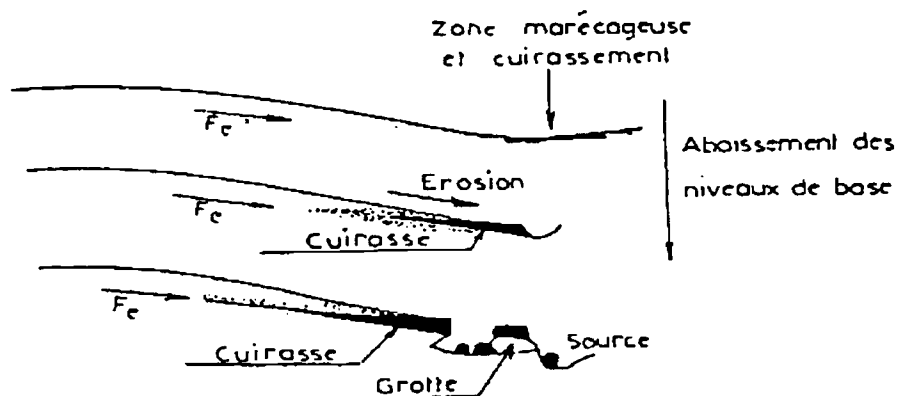
Figure 2.1a Différents profils de formation des latérites d'après A. Maignien, 1966 (ISTED, 1990)



- Hauts plateaux (Guinée)



- Vallée du Niger (région de Kankan)



- Accumulation des sesquioxydes et cuirassement

Figure 2.1b Différents profils de formation des latérites d'après A. Maignien, 1966 (ISTED, 1990)

migration des complexes ferro-siliciques. A l'approche de la surface, leur déshydratation progressive provoque en définitif la formation d'oxydes, sous forme d'alumine (Al_2O_3) et d'hématite (Fe_2O_3) responsables de la couleur rouge brique des latérites.

Les sols ferrugineux se caractérisent par:

- une forte proportion de nodules formés par un ciment ferrugineux.
- les éléments fins comprennent assez peu de minéraux argileux
- l'indice de plasticité reste en général faible (< 25).
- l'abondance de ciment ferrugineux en plus des nodules peut amener à la formation d'une cuirasse dure et continue à certain niveau (BCEOM-CEBTP, 1972).

2.1.3.2 Les sols ferralitiques

Ils se forment en zone tropicale humide sans saison sèche nettement marquée. La végétation est de type forêt et le drainage est médiocre. Le processus est continu et à sens unique. Il n'y a pas de migration vers le haut. Les réactions d'hydrolyse ne sont pas les mêmes qu'en zone sèche, l'altération est plus rapide et plus complète, les couches latérisées sont plus épaisses.

Les sols ferralitiques se caractérisent par:

- une assez importante proportion de nodules mais avec formation de cuirassement rare.
- les éléments fins comprennent une forte proportion d'argile.

- l'indice de plasticité est en général élevé (> 25)

Les figures 2.2 et 2.3 nous donnent le processus de formation en zone humide et en zone sèche.

2.1.3.3 Les ferrisols

Ce sont des sols ressemblant aux sols ferralitiques en ce qu'on les rencontre sous les climats les plus humides et que les profils ne présentent pas d'hétérogénéité. Ils en diffèrent par un rapport $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ voisin de 2. Ces sols ne se forment qu'en profondeur à cause de l'activité des phénomènes d'érosion.

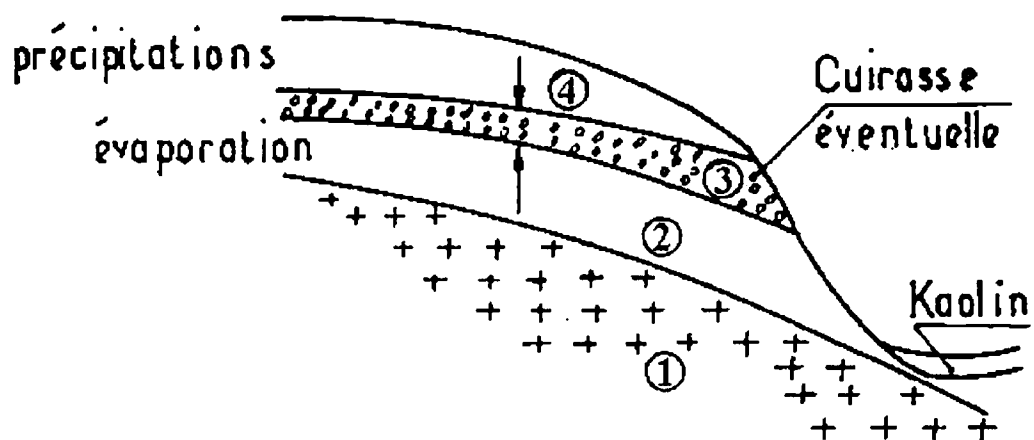
En somme les sols ferralitiques sont essentiellement des sols de forêt alors que les sols ferrugineux sont au contraire des sols de savane dont la prospection est parfois difficile lorsqu'ils n'apparaissent pas en surface.

La figure 2.4 nous donne une idée générale de la répartition des différents types de sols latéritiques en Afrique et nous permet de constater une absence totale des sols ferrugineux en climat humide.

2.2 Routes non revêtues

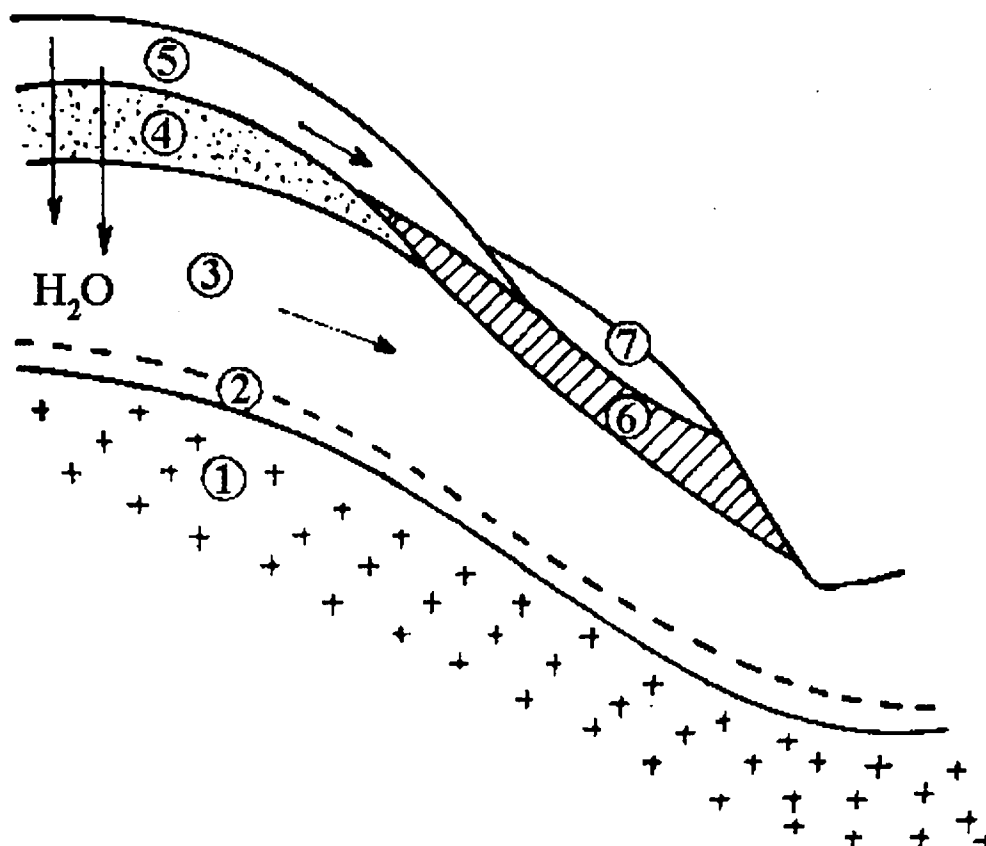
2.2.1 Présentation

La route non revêtue comme son nom l'indique, est une route où la couche de base est directement utilisée comme couche de roulement sans aucune protection.



1. Roche saine.
2. Zone d'attaque de la roche-mère.
3. Zone d'accumulation absolue.
4. Zone de lessivage.

Figure 2.2 Processus de latéritisation, zone tropicale sèche
(BCOEM - CEBTP, 1972).



1. Roche saine.
2. Départ de l'altération.
3. Zone d'altération et concentration de kaolinite de synthèse.
4. Zone de concentration relative de gibbsite et de géothite.
5. Zone de lessivage.
6. Zone de concentration absolue d'oxydes et d'hydroxydes de Fer.
7. Zone d'accumulation de sables argileux.

Figure 2.3 Processus de latéritisation, zone tropicale humide
(BCEOM - CEBTP, 1972)

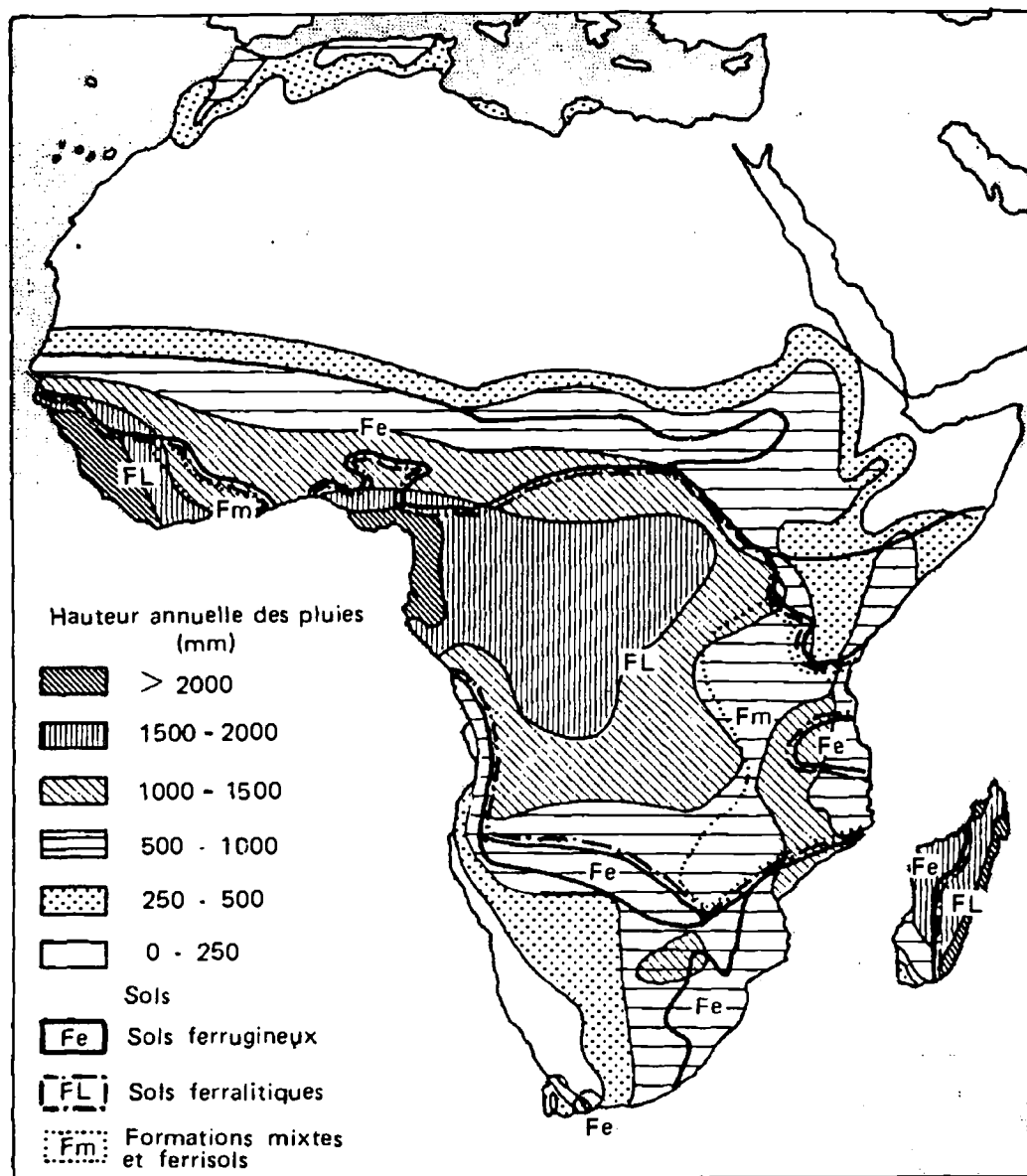


Figure 2.4 Les différentes formations latéritiques en Afrique.
Relation entre le type de pédogenèse et le climat.
(Autret, 1983)

Elle existe sous plusieurs formes :

- La piste naturelle qui est une route qui n'a fait l'objet d'aucun traitement particulier

- La route en terre qui est une piste naturelle améliorée par un tracé et par la réalisation de quelques travaux d'amélioration ou quelques ouvrages de franchissement ou par traitement de quelques points singuliers infranchissable sur le terrain naturel.

- La route en terre moderne ou route élaborée non revêtue ou "gravel road" en anglais.

Ces routes sont en général constituées par une ou plusieurs couches de matériaux. De bas en haut ou au dessus du terrassement on distingue :

- la couche de forme
- la sous couche
- la couche de fondation
- la couche de base.

A L'exception de la couche de base, qui est en même temps couche de roulement, les différentes couches jouent le même rôle que dans les chaussées revêtues.

Toutefois les routes en terre multicouche sont rares. Le corps de la chaussée est généralement constitué d'une seule couche servant en même temps de couche de base et de fondation. La couche de base ou de roulement supporte directement le trafic et n'est pas protégée contre les intempéries (BCEOM-CEBTP, 1972).

Pour ces raisons on exige que cette couche ait des caractéristiques mécaniques excellentes et durables, afin de

pouvoir supporter longtemps les contraintes élevées de cisaillement et résister à l'usure.

Une bonne couche de base ne doit pas former de la tôle ondulée. Elle doit présenter une surface unie et doit dégager peu de poussière sous l'action du trafic. Elle ne doit pas être glissante en saison de pluie et se doit de résister à l'érosion (BCEOM-CEBTP, 1972 et Gidigas, 1975).

2.2.2 Dégradations

Plusieurs facteurs contribuent à la dégradation des routes en terre. Parmi ceux-ci on distingue essentiellement: l'eau, la végétation, l'ensablement, le trafic, le matériau, la conception, la construction etc...

Au cours de cette étude, nous nous intéresseront particulièrement aux facteurs trafic et matériau qui sont générateur de deux types de dégradations caractéristiques des chaussées non revêtues. Ce sont:

- la perte en matériau ou "gravel loss"
- la tôle ondulée

Ces deux types de dégradation sont les plus courants sur les routes en terre et engendrent des coûts d'entretien et d'opération des véhicules élevés. Ces deux phénomènes créent des pertes importantes en matériau obligeant les brigades des travaux publics à effectuer des rechargements réguliers de la route.

2.2.2.1 la perte en matériau ou "gravel loss"

L'une des caractéristiques le plus connus des routes en terre est "le gravel loss". C'est un phénomène du au dégagement de poussière et rejet de matériau provoqué par la circulation des véhicules. Plusieurs facteurs contribuent au développement de la perte en matériau, notamment (Jones et al. 1984):

- le trafic
- la charge des véhicules
- la pluviométrie (volume et intensité)
- la géométrie de la route
- le type de matériau utilisé
- la fréquence de l'entretien.

Cette perte en matériau est, avec les travaux de reprofilage, une cause importante de l'amenuisement de l'épaisseur de la chaussée. Cette perte est estimée à 25 tonnes par an et par kilomètre pour un trafic de 100 véhicules par jours. Elle est simplement exprimée en centimètres par an et atteint 2 à 4 centimètres pour un trafic de 150 à 500 véhicules par jour (Autret, 1989).

Selon plusieurs études réalisées dans différents pays africains, la perte en matériau varie entre 1 et 3 centimètres pour un trafic de 100 véhicules par jour et dépendemment du climat et de la géométrie de la route (Jones et al. 1984). Cela signifie, annuellement, 70 à 210 mètres cubes de gravier peuvent être perdus pour chaque kilomètre de route pour 100 véhicules par jour. La figure 2.5 nous donne quelques valeurs de perte en matériau.

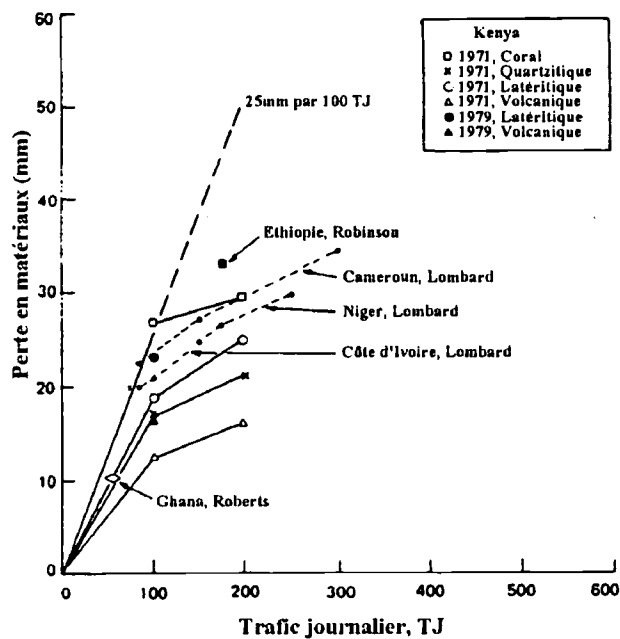
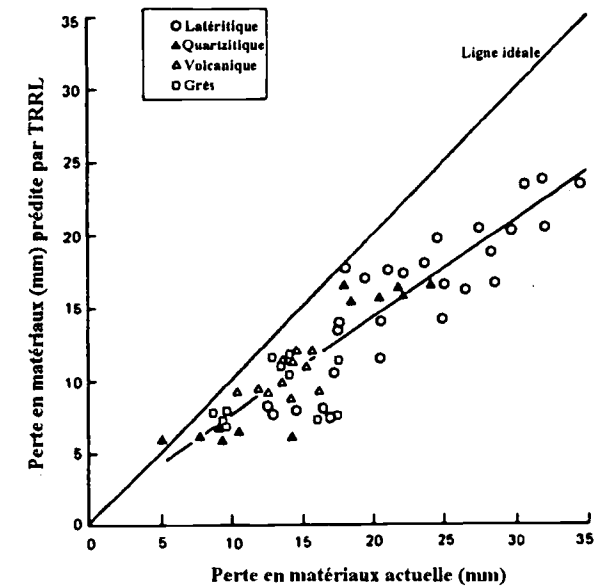


Figure 2.5 Quelques valeurs de perte en matériaux (gravel loss) dans différents pays Africains (Jones et al. 1984)

la perte en matériau entraîne la diminution de la durée de vie de la route en provoquant un amenuisement de la couche de base. Ce phénomène accroît les rechargements et le coût d'opération des véhicules.

Afin de programmer l'entretien routier, il est important d'évaluer le degré de perte en fonction du trafic pour différents types de routes et de matériaux.

Il existe quelques estimations de perte en matériau, mais ceux-ci ne sont qu'indicatifs. Des études plus sérieuses doivent être faites afin de mieux maîtriser l'entretien des routes en terre.

Une estimation du C E B T P portant sur l'observation des routes d'Afrique tropicale est présentée au tableau 2.2 (ISTED, 1990).

Tableau 2.2 Usure annuelle en mm en fonction du trafic

Trafic en véhicules par jour	usure anuelle
10 à 30	10 mm
30 à 100	20 mm
100 à 300	30 mm

Une étude menée au Kenya par la commission économique des Nations Unies pour la l'Afrique donnait la formule suivantes pour estimer la perte en matériau.

$$Gla = f \left[\frac{TA^2}{TA^2 + 50} \right] (4,2 + 0.92TA + 3.50Rl + 1.88Vc) \quad (2.1)$$

- Gla = perte annuelle en matériau en mm
- f = constante dépendant du gravier
- TA = trafic en milliers de véhicules dans les deux sens
- Rl = pluviométrie annuelle en m
- Vc = gradient de la route exprimé en %

D'après des récentes études menées toujours au Kenya cette formule sous-estime la valeur de la perte à cause de mauvaise estimation des valeurs de la constante f (Jones et al 1984).

Les quelques ordres de grandeur des pertes annuelles de matériaux calculées par cette formule en mm sont présentés au tableau 2.3. La figure 2.6a donne un exemple de perte en matériaux.

2.2.2.2 La tôle ondulée

En période sèche, l'abrasion due au passage des véhicules se manifeste sous la forme d'un phénomène que l'on appelle la «tôle ondulée».

Tableau 2.3 Perte annuelle en matériau calculée par la formule (2.1)

Trafic journalier en véhicules par jour	Climat pluvieux zone montagneuse	Climat sec
25	16 mm	4.5 mm
150	28 mm	-
400	37 mm	19 mm

Cette déformation du profil en long se présente sous forme pseudo-sinusoidale de longueur d'onde voisine de 0.60 à 1.00 m. Ces ondulations règnent le plus souvent sur toute la largeur de la route, mais parfois sur une partie seulement. L'amplitude des ondulations, en général de 5 à 10 cm peut parfois atteindre 15 cm. Cette amplitude est d'autant plus accentuée que le climat est sec et que l'entretien est négligé (BCEOM-CEBTP, 1972).

La tôle ondulée se forme chaque fois qu'un défaut de cohésion de surface permet des arrachements de matériaux grâce aux efforts tangentiels fréquents appliqués par le passage des véhicules et que ces arrachements se produisent uniformément et non sous forme de nids de poule. Au début, ces matériaux arrachés qui forment les ondulations, sont meubles et peuvent être effacés par simple balayage. Si on les laisse, ils durcissent et il n'y a plus d'autre solution que de les décaper (BCEOM-CEBTP, 1972). La figure

2.6b donne un exemple caractéristique de tôle ondulée.

Le défaut de cohésion peut provenir d'une discontinuité de la granularité du matériau. C'est ainsi qu'en général la courbe granulométrique des latérites sujettes à la tôle ondulée présente des discontinuités marquées.

Une teneur en eau insuffisante due à un climat sec peut aussi être la cause de cette décohésion, la tôle ondulée se forme beaucoup moins en climat humide.

Les causes et les mécanismes du phénomène ont fait l'objet de plusieurs hypothèses et études notamment par Jeufroy (1954) qui a développé une théorie là-dessus, par le Laboratoire Central de Ponts et Chaussées de 1962 à 1965 avec le manège de la ville de Paris (Davin 1966), par Gresillon (1978) et par Fenzy (1974).

Les principales conclusions tirées de ces études sont:

- le phénomène est dû aux oscillations des roues
- l'influence de l'état hygrométrique de l'air est très prépondérante
- la rapidité de formation dépend directement de l'intensité de la circulation, de la vitesse des véhicules et de la pression des pneus, la partie suspendue des véhicules et l'importance de leur charge n'intervenant pas.

Les stries des ondulations sont parallèles entre elles avec souvent une très légère inclinaison sur la normale à l'axe de la route. Leur espacement le plus fréquent est compris entre 60 et 70 cm. L'amplitude peut atteindre 10 à 15 cm sur des chaussées dont l'entretien est négligé. Enfin la tôle ondulée n'est pas fixe, elle



Figure 2.6a Exemple de perte en matériaux (Autret, 1989)



Figure 2.6b Exemple caractéristique de tôle ondulée (Gresillon, 1978)

recule par rapport au sens de la circulation.

La tôle ondulée s'observe avec pratiquement tous les matériaux quelque soit leur granulométrie (sauf sur les routes constituées de gros blocs de matériau), mais toute fois avec des vitesses de formation et d'amplitudes variables (Fenzy, 1974).

Ce phénomène de la tôle ondulée est tellement généralisé et gênant qu'elle a depuis longtemps retenue l'attention de nombreux ingénieurs. La figure 2.7 donne un exemple de déformation due à la tôle ondulée en climat sec et humide.

Plusieurs méthodes de lutttes ont été essayées afin de limiter ce phénomène. Les méthodes préventives ont consisté au choix du type de matériau et à son amélioration. Une granulométrie régulière sans palier pour les éléments supérieur à 3 mm, avec un pourcentage élevé de fines pouvant aller de 35 à 40 % d'éléments inférieurs à 0,080 mm et une plasticité élevée sont recommandés (BCEOM-CEBTP, 1972).

Le maintien d'une teneur en eau convenable même en saison sèche améliore la cohésion. Pour ce faire plusieurs types de traitements avec des produits hygroscopiques ont été utilisés (saumure, chlorure de calcium, sel, etc...) (BCEOM-CEBTP, 1972).

Des traitements au "cut-back" (bitumes durs fluidifiés au kerosène) et aux "road-oils" (bitumes durs fluidifiés au moyen d'huiles lourdes) ont été testés. Mais toutes ces actions se sont avérées onéreuses.

Faute de pouvoir économiquement prévenir la tôle ondulée, on s'est résigné à l'effacer au fur et à mesure de sa formation.

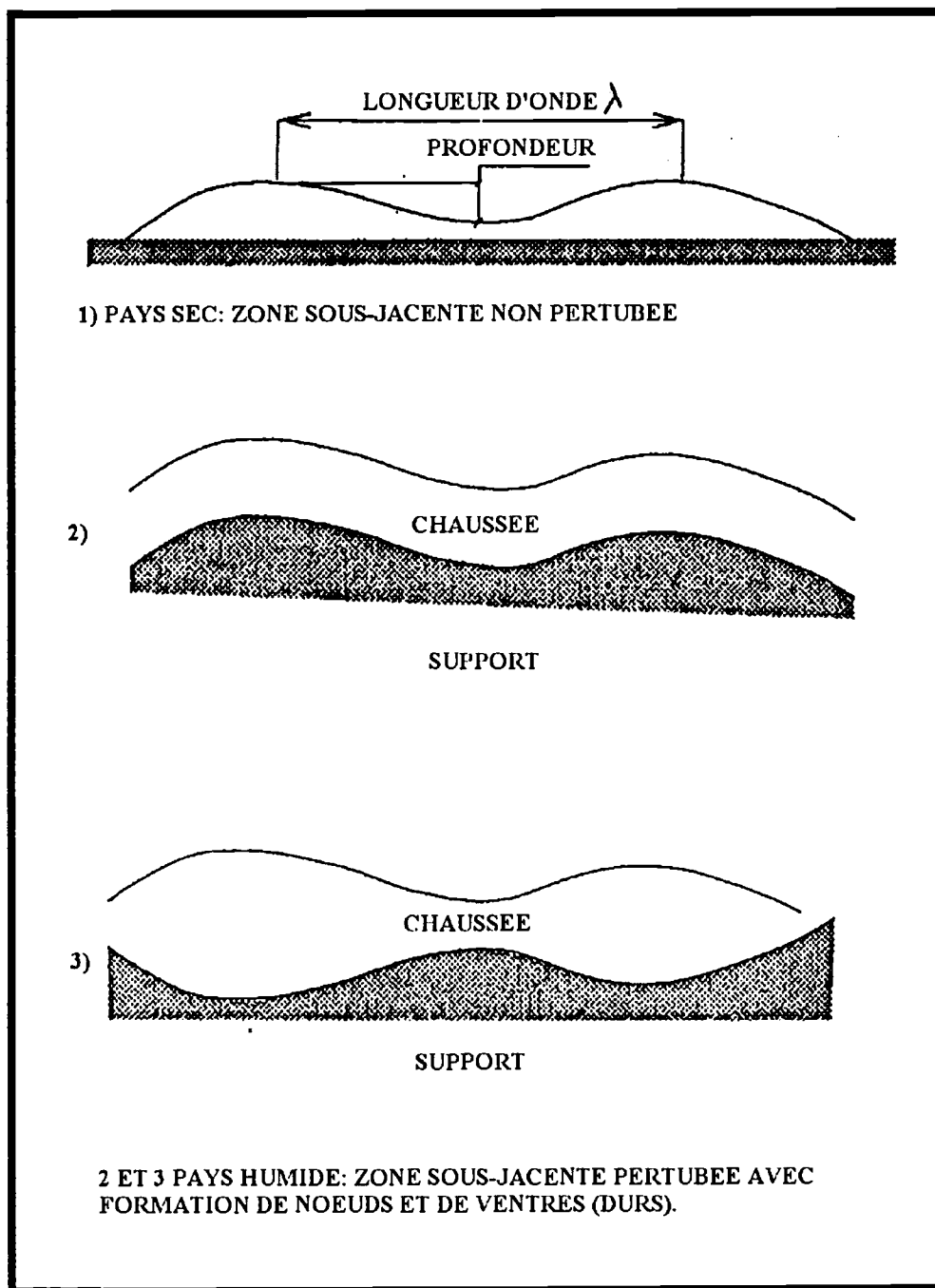


Figure 2.7 Exemple de déformation due à la tôle ondulée en climat sec et climat humide (Autret, 1989).

Les procédés les plus variés sont utilisés. Les plus pratiqués sont:

- le simple balayage à la main par les cantonniers répartis le long de la route. Cette méthode est à présent abandonnée au profit du balai tracté.

- le balai tracté constitué de vieux câbles coupés au chalumeau et serrés entre des profilés. Ce système présente l'inconvénient de causer des crevaisons grâce aux fils qui se détachent.

- le train de pneus constitué de 8 à 12 pneus usagés répartis sur trois lignes et tirés par un tracteur. Ce système est efficace pour les trafics faibles, mais inopérant sur tôle compacte. Les pneus s'usent aussi rapidement.

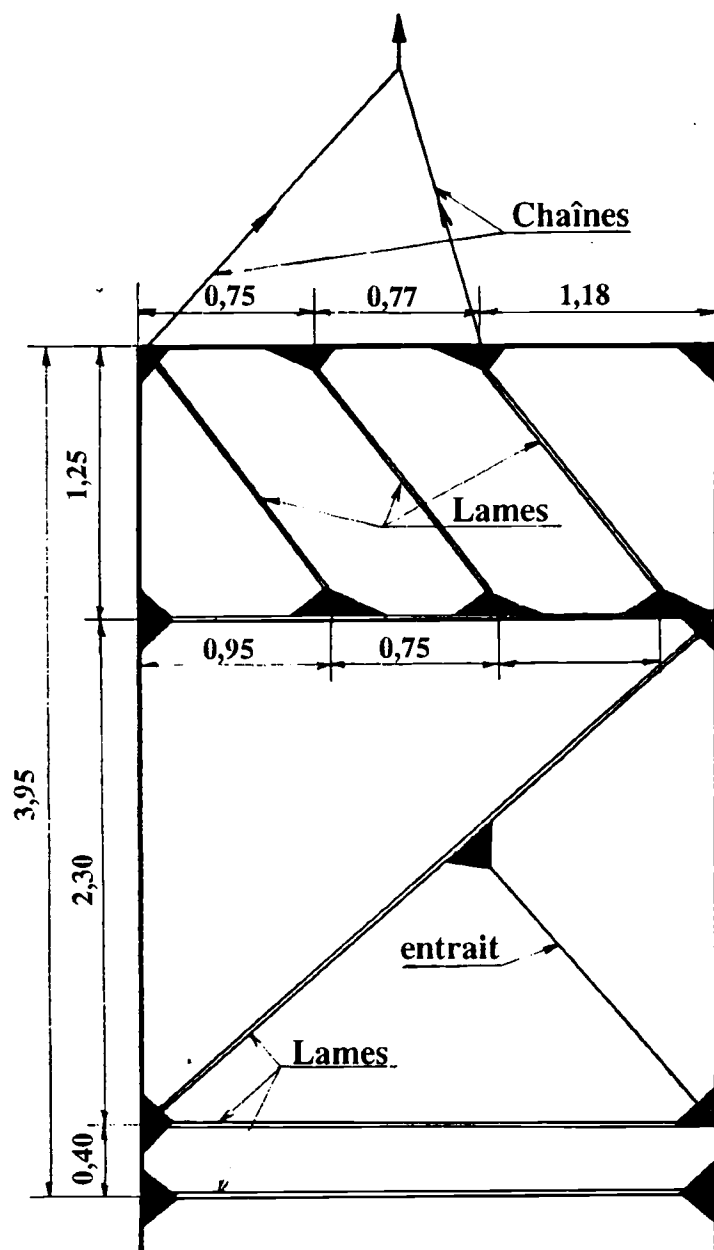
- les "tôlards" constitués par un assemblage de profilés métalliques sont portés ou traînés par des tracteurs. La fréquence de passage dépend de la vitesse de formation de la tôle ondulée. Les "tôlards" sont efficaces mais leur inconvénient majeur est de provoquer une usure rapide de la route qu'ils créent (figure 2.8).

En définitive, après avoir tout essayé, il semble que le seul traitement préventif efficace d'une chaussée sujette à la tôle ondulée est le revêtement.

2.3 Synthèse des recherches sur les latérites

2.3.1 Introduction

Depuis que Buchanan (1807) chercheur anglais parla des



Cadre : fers à U, larges ailes à âme, forte hauteur d'âme 10 à 12 cm.
Goussets : tôle forte 15 à 30 cm de côté.
Lames : lames de niveleuse usagées.

Figure 2.8 Gratte-tôle à lames (tôlard) (BCEOM-CEBTP, 1972).

latérites, plusieurs recherches ont été menées par des géologues, des pédologues et des ingénieurs sur ces matériaux.

Dans le domaine de la géotechnique, il a été établi en Europe et en Amérique du nord des méthodes d'évaluation des propriétés géotechniques des sols des zones tempérées. Ces méthodes sont essentiellement basées sur la granulométrie et les limites d'Atterberg et permettent de classifier les sols selon leurs caractéristiques.

Par des essais simple de laboratoire, on arrivait à déterminer le comportement des sols sur le terrain. Ces essais classiques appliqués sur les sols latéritiques ont vite permis de comprendre qu'il n'existe pas de relation entre les résultats des essais de laboratoire et le comportement sur le terrain de ces matériaux.

Des recherches menées dans ce domaine ont permis de comprendre qu'il existe une certaine incompatibilité entre ces essais et le type de sols.

Gidigas (1972) citait plusieurs auteurs qui ont fait le même constat entre autres (Hirashima en 1948, Sherwood en 1967, Townsed et al. en 1969)

Ces constats ont amené plusieurs ingénieurs à travers le monde à chercher à mieux connaître les sols latéritiques.

2.3.2 Caractérisation des sols latéritiques.

Très souvent l'ingénieur géotechnicien est confronté à des problèmes d'évaluation des caractéristiques géotechniques des

graveleux latéritiques. Ce problème est dû particulièrement à la nature de ces sols qui, dès qu'on leur applique les méthodes standard de préparation et de traitement des matériaux, changent de caractéristiques (Gidigas, 1985).

Par exemple toujours d'après Gidigas (1985) les résultats des tests sont influencés par le degré de séchage (au four ou à l'air), le temps d'imbibition, le temps de malaxage, la manipulation lors de la préparation de l'échantillon.

Notons aussi que le séchage a plus d'effet sur les matériaux des zones humides que ceux des zones sèches.

2.3.2.1 La granulométrie

Plusieurs publications ont été faites sur les variations de la granulométrie en fonction du prétraitement et du mode d'essai (Gidigas, 1971).

Selon que la granulométrie est réalisée à sec ou par la voie humide, plusieurs types de variations peuvent être observées.

A sec il est très difficile de séparer la partie argileuse des nodules. Le fait d'appliquer une certaine énergie pour broyer le matériau afin de dissocier les grains peut causer la destruction de certains éléments.

Sous l'eau, le matériau se désagrége et certains nodules sont brisés sous l'action du brassage entraînant ainsi une augmentation des éléments fins.

Sandro (1985) disait qu'il y a eu plusieurs débats au Brésil sur les méthodes utilisées pour effectuer la granulométrie. Il

ajoutait que malgré les nombreuses critiques, les méthodes n'ont pas beaucoup changées. Parmi les différents aspects qui ont fait l'objet de critique, il y a la préparation de l'échantillon pour le tamisage à sec, le tamisage à sec suivi du tamisage sous l'eau en incluant les éléments inférieurs à 2 mm dans la sédimentométrie. Selon lui cette dernière procédure est responsable de la discontinuité fréquemment observée entre la courbe granulométrique réalisée à sec et la partie traitée par sédimentométrie.

Plusieurs chercheurs ont préconisé la méthode d'analyse granulométrique sous l'eau suivie de sédimentométrie. Il s'agit de Adesunloye (1985), Izhar (1985), ainsi que Lee et al. (1985).

Santos (1985) explicitait que la granulométrie à sec est utilisée dans certains laboratoire de chantier lorsqu'il est nécessaire d'obtenir des résultats le plus vite possible, mais en général, la granulométrie à sec n'est pas utilisée car cette méthode donne des résultats souvent erronés.

Selon Gidigasu (1985) le degré de séchage a un faible effet sur les résultats de la granulométrie des sols résiduels. Le degré de séchage et l'agent dispersant ont par contre un effet considérable sur les argiles rouges alumineuses des climats humides.

D'après ces différentes observations, on peut dire qu'il y a une nécessité de mettre au point une méthode de prétraitement et un mode opératoire convenable pour les sols résiduels.

Notons cependant que la majorité des chercheurs ont opté pour l'analyse granulométrique par la voie humide.

2.3.2.2 Les limites d'Atterberg

Les limites d'Atterberg avec la granulométrie sont les essais d'identification les plus utilisés à travers le monde.

Comme l'analyse granulométrique, cet essai fait l'objet de plusieurs divergences, quand à son application aux graveleux latéritiques.

Les résultats des limites d'atterberg sont influencés par le mode de prétraitement (séchage, imbibition, etc...), la durée de malaxage, rendant difficile la reproductibilité de l'essai.

Plusieurs chercheurs ont démontré que le fait de sécher l'échantillon au four avant de le soumettre à l'essai, conduit à une baisse de la valeur de la limite de plasticité. D'après Gidigasu (1972) et Gidigasu et Yeboa (1972), cette baisse est beaucoup plus sensible au niveau de la limite de liquidité.

Dans certain cas il n'existe pas de différence entre les limites de certains échantillons lorsqu'ils sont séchés à l'air ou au four, ou bien lorsqu'ils sont compactés ou stabilisés au ciment. Ces genres de sols sont stables lors leur mise en place (Gidigasu, 1975).

Une étude faite au Nigeria par Malomo et al. (1983) concluait que le séchage au four pendant une durée de 24 heure n'influe pas de façon significative sur les valeurs des limites d'Atterberg.

Il existe parfois de légère variation au niveau de l'indice de plasticité d'un sol séché à l'air et séché au four. Mais cette variation est généralement due au changement de la limite de liquidité plus qu'à celui de la limite de plasticité. La baisse

observée sur cette dernière est très faible (Malomo et al. 1983).

Sur certains sols contenant du micas, il a été constaté que des fois la valeur de la limite de plasticité est surestimée du fait que l'échantillon craque par manque de cohésion et non par séchage du matériau. Il a été proposé de retenir la limite de retrait pour évaluer ce genre de sol. Certains auteurs ne sont pas d'accord avec cette proposition car ils jugent que les valeurs de limites de retrait sont aussi liées au mode de prétraitement .

Les difficultés liés à la reproductibilité des essais de limites d'Atterberg sont en général liées à la roche mère.

Malgré les multitudes de controverse que suscite cet essai sur les sols résiduels, il demeure largement employé pour caractériser ces matériaux.

Au Laboratoire Central des Ponts et Chaussée de Paris, Tran et Autret (1982) et Tran (1984), ont mis au point un essai pour caractériser la partie fine des sols latéritiques. Cet essai appelé essai au bleu de méthylène ou coefficient d'activité au bleu de méthylène suscite beaucoup d'intérêt grâce à sa simplicité et son application au matériaux évolutifs. La difficulté d'adaptation de cet essai au graveleux latéritiques réside dans la variation du pH des différents sols.

Mis à part le problème lié à la roche mère qui peut influencer le résultat en fonction de la durée d'imbibition ou du mode de séchage, les essais de limites d'Atterberg peuvent être assez reproductibles grâce l'utilisation d'un technicien expérimenté et une exécution soignée de l'essai.

2.3.2.3 Essais de portance et indice de dureté

Le caractère instable des sols résiduels comme les graveleux latéritiques, ont conduit à utiliser d'autres procédés en plus des essais d'identification pour caractériser ces sols.

Pour cette raison, l'essai Californian Bearing Ratio (C B R) est très utilisé pour évaluer la portance de ces matériaux. Le caractère évolutif des latérites a conduit les chercheurs à s'intéresser à l'étude de la dureté des nodules contenues dans ces sols. L'évaluation de cette dureté est faite par plusieurs essais tels le Los Angeles, le compactage, "l'agregat impact value", l'essai d'absorption de l'eau etc... .

D'autres tests comme les essais de compression simple ou triaxiale, sont parfois utilisés pour caractériser ces matériaux.

2.3.2.3.1 L'essai de compactage proctor

L'essai proctor est le test le plus ancien et le plus utilisé pour déterminer la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum d'un sol. .

La granulométrie du matériau est un facteur important qui influe beaucoup sur les résultats de cet essai. Par exemple l'accroissement du pourcentage des particules fines dans un sol, crée une baisse de la densité sèche maximum et une augmentation de la teneur en eau optimum (Head, 1980).

Dans le cas des sols résiduels, ce phénomène est beaucoup moins sensible que dans celui des sols à granularité stable (Gidigas, 1985).

Sur les routes en graveleux latéritiques, il a été constaté très tôt que les grosses particules se désagrègent rapidement sous le trafic (Gidigas, 1975). La question essentielle, posée par plusieurs chercheurs, est de savoir quel est le degré de dégradation acceptable sur une route et quel effet crée ce phénomène sur le comportement de la chaussée.

C'est d'ailleurs cet aspect qui a conduit à déceler l'insuffisance des essais classiques pour évaluer les graveleux latéritiques et à chercher à mettre au point d'autres tests plus conformes.

Le premier aspect qui a fait l'objet d'études est l'influence du prétraitement sur les valeurs des résultats obtenus. D'après une étude menée par Gidigas (1972), les meilleurs résultats sur l'essai proctor sont obtenus pour un échantillon séché à l'air et compacté en renouvelant l'échantillon pour chaque point.

Des études beaucoup plus récentes menées par Malomo et al. (1983) au Nigeria sur l'instabilité mécanique des latérites ont fait ressortir que le fait de compacter le même échantillon plusieurs fois n'a pas un effet significatif sur la valeur de la densité sèche maximale et la teneur en eau optimum.

D'autres recherches ont lié les résultats au changement de granulométrie que subit l'échantillon. Si celui-ci contribue à l'amélioration de la répartition granulométrique alors la densité se trouve améliorée, dans le cas contraire on assiste à une baisse de cette densité (Head, 1980).

L'essai de compactage proctor est aussi utilisé pour étudier

la dureté des nodules contenues dans les sols graveleux latéritiques. Ce procédé n'est pas encore normalisé, mais il est parfois utilisé lors de l'étude de certains sols résiduels.

2.3.2.3.2 Dureté des nodules

L'évaluation de la dureté des nodules sur les sols résiduels utilisés en construction routière est une notion qui, pendant longtemps a fait l'objet de recherche. Mais jusqu'à aujourd'hui, tout comme les autres essais, ce facteur demeure mal défini. Aucun procédé universel n'est utilisé pour le déterminer.

Dès 1965 Novais-Ferreira (Novais-Ferreira et Correira, 1965) avait tenté de mettre au point un essai permettant d'évaluer la dureté des nodules des graveleux latéritiques. Cet essai consiste à déterminer le "hardness index" ou indice de dureté, qui est le rapport entre la somme des refus sur les tamis suivant: 1" (25 mm) 3/4" (20 mm) - 1/2" (12.5 mm) - 3/8" (10 mm) - No 4 (5 mm) - No 10 (0.80 mm) - No 40 (0.40 mm) et No 200 (0.080 mm), avant et après essai Los Angeles modifié. Cet essai est effectué sans boulet en imprimant 200 à 300 tours à la machine. Un indice de dureté de 0.80 serait la limite inférieure acceptable. Mais cet essai n'a pas été normalisé. Dans des pays comme la Côte d'Ivoire l'essai Los Angeles est utilisé sans modification pour évaluer la dureté des nodules. Un coefficient Los Angeles inférieure à 50 a été retenu comme critère d'acceptabilité des matériaux.

Dans d'autre pays comme le Ghana, c'est "l'agregat impact value" qui est utilisé pour déterminer la dureté des nodules. Une

valeur inférieure à 40 est requise pour les bons matériaux. En Inde, par exemple pour qu'un sol ait un comportement satisfaisant, on n'exige que son coefficient Los Angeles soit inférieur à 48 et son " agrégat impact value" inférieure à 47 (Gidigas, 1970).

Afin de mieux se rapprocher de la réalité, on a tendance de plus en plus à utiliser l'essai de compactage pour évaluer la dureté des nodules. Le même principe que l'essai de Novais-Ferreira est appliqué pour déterminer l'indice de dureté, mais cette fois-ci en considérant les granulométries avant et après compactage. Cette méthode demeure vague et mal maîtrisée. Il n'existe aucun critère d'acceptabilité du matériau testé.

2.3.2.3.3 Essai de portance C.B.R

Le Californian Bearing Ratio (C.B.R) ou l'indice portant californien est un nombre sans dimension exprimant, en pourcentage, les rapports de pressions produisant un enfoncement donné dans un sol compacté et testé au laboratoire et un matériau standard.

C'est une notion purement empirique utilisée pour évaluer la qualité des matériaux de couches de chaussée.

La valeur du C.B.R obtenu pour 95% ou 98% de la densité sèche maximale et après quatre jours d'imbibition est la référence de base de la portance d'un sol prise en compte pour le dimensionnement des couches de chaussée.

Cet essai très utilisé, surtout en Afrique, fait l'objet de très nombreuses critiques quand à son application. Pourtant, il demeure le critère essentiel de choix de matériaux. Au niveau d'un

même laboratoire, on enregistre de très fortes dispersions sur cet essai. D'après Autret (1983), l'écart quadratique moyen est de l'ordre de 30%, ce qui entraîne une forte imprécision.

Le critère d'imbibition, qui est un facteur très important, demeure jusqu'à lors très mal défini. La durée d'imbibition de quatre jours risque d'être insuffisante pour les zones pluvieuses où les latérites contiennent trop de fines. De l'autre côté, ce critère est très sévère pour les climats sahéliens.

Lors d'une étude menée au Mali en 1983 par Autret (1983), il a été constaté que la teneur en eau des couches de chaussée reste toujours inférieure à 6% et même 2% dans certaines régions. Pourtant, il arrive très souvent que des carrières de matériaux latéritiques soient abandonnées à cause de leur indice portant faible après quatre jours d'imbibition. C'est le cas de la routes Bamako-Bougouni, où le C.B.R après quatre jours d'imbibition aurait conduit à rejeter la quasi totalité des matériaux. La figure 2.9 nous donne un exemple de l'influence de la durée d'imbibition sur les valeurs du C B R.

Une étude faite sur la route Tahoua - Arlit cinq années après sa construction relève que les zones construite avec des brèches latéritiques de C.B.R après quatre jours d'imbibition inférieure à 60 (étendue de mesures comprise entre 39 et 112, avec une moyenne de 56 à 97 par carrière), ne présentent aucun désordre à ce jour (Requirand, 1985).

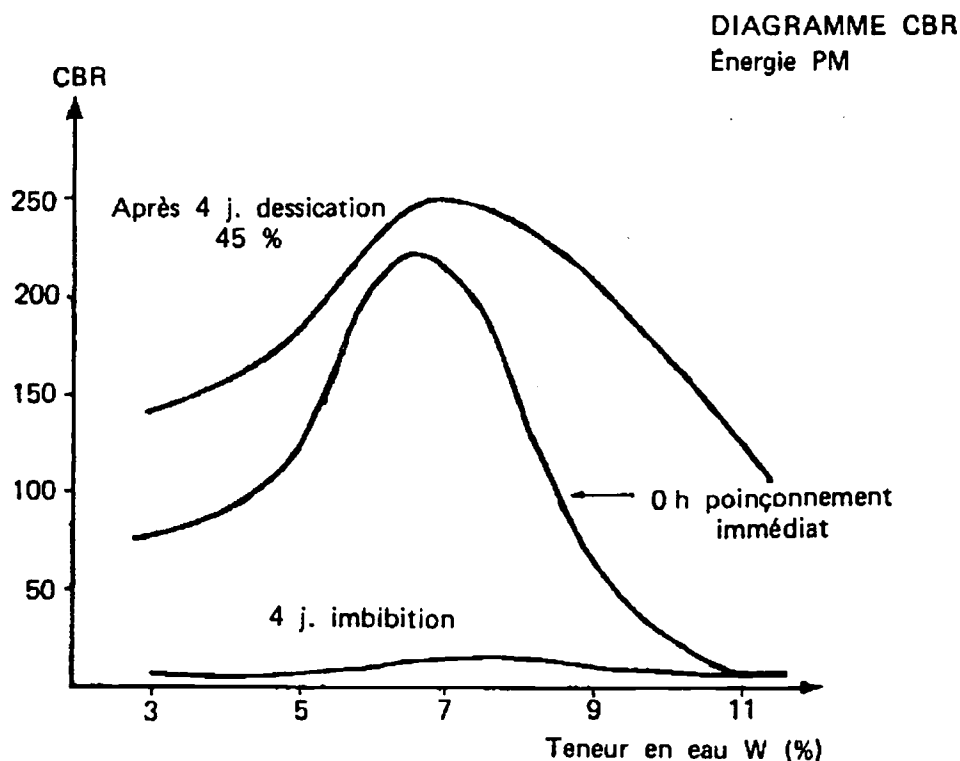


Figure 2.9 Influence de la durée d'imbibition sur les valeurs du CBR (Autret, 1983).

Lors de la construction de la route ces matériaux étaient considérés comme subnormaux et on craignait beaucoup pour leur comportement à long terme (Thilloux et Requirand, 1983).

Au Nigéria et au Ghana, à condition d'utiliser la méthode de compactage du Ghana, il a été adopté qu'un matériau présentant un C.B.R de 80% après 24 heures d'imbibition est mécaniquement stable

et peut être utilisé comme couche de base (Gidigas, 1970). Un autre aspect important auquel il faut s'intéresser est le C.B.R in situ. En effet le C.B.R in situ est plus représentatif que celui en laboratoire car ce dernier est réalisé sur la portion inférieure à 20mm, alors qu'en réalité le matériau peut contenir des éléments supérieurs à 20mm sur le terrain.

2.3.3 Classification géotechnique des latérites

Le but d'une classification géotechnique est de permettre à partir de constations de terrain et d'essais simples de laboratoire, de prévoir le comportement mécanique d'un matériau. Elle indique par classe de sol la portance à laquelle on peut s'attendre.

Les systèmes de classification communément utilisés en génie civil, basés sur la distribution des grains et la plasticité, sont limités quand à leur utilisation pour classer les sols résiduels.

Cette limitation est due essentiellement à deux facteurs qui sont :

- le caractère évolutif des sols résiduels rendant difficile l'application des essais classiques comme la granulométrie ou les limites d'Atterberg.
- le principe de l'élaboration de ces classifications basées

sur la stabilité des grains de sols.

Dans le bulletin No 7 du Laboratoire du Bâtiment et Travaux Publics (L.B.T.P), Cougny (1987) donne quelques critères de qualité d'une classification géotechnique. Ces critères sont fonctions de la nature du sol à classifier et de son domaine d'utilisation. Une classification performante sur un territoire donné et pour un domaine précis doit être:

1. Complète: tous les sols doivent y trouver leur place.
2. Univoque: le même sol ne doit pas pouvoir se situer dans deux cases différentes du tableau de classification.
3. Simple d'emploi: classer un sol ne doit nécessiter qu'un nombre limité d'essais de laboratoire.
4. Utilitaire: les coupures doivent seulement correspondre à des transitions dans les domaines d'emploi.
5. Fine: le nombre de classes doit être suffisant pour refléter les variétés dans les sols rencontrés.
6. Parlante: les désignations ou les symboles utilisés doivent être si possible facile à mémoriser.

Un grand nombre de classifications de sols latéritiques a été proposé, mais jusqu'à présent aucune n'est parvenue à atteindre le "consensus final".

Néanmoins, ces classifications ont contribué à une meilleure connaissance des graveleux latéritiques.

L'utilisation des classifications les plus connues comme l'American Association of State Highway Transportation Officials (AASHTO), l'Unified Soil Classification System (USCS) ou les

Recommandations pour les Terrassements Routiers (RTR) (Bourquet et al. 1985), conduit à classifier tous les sols latéritiques dans une même classe. Par exemple pour la classification AASHTO ou HRB, ces sols sont classifiés dans les classe A.2-4 à A.2-7. Dans les classifications USCS et RTR, ils sont respectivement classifiés dans la classe GC (grave argileuse) et B6. Ceci démontre l'insuffisance de ces classifications dans le cas des graveleux latéritiques.

Plusieurs pays comme le Ghana, la Côte d'Ivoire, le Gabon, le Cameroun, le Burkina Faso, etc..., ont tenté d'établir une classification ou simplement résumer les caractéristiques des matériaux rencontrés dans ces régions. Parmi celles ci, les plus importantes sont:

- La classification de la Lyon Associates qui reprend la classification génétiques d'Hoore 1964 (ISTED, 1990).

- La classification Ivoirienne qui tient compte du facteur génétique établit en 1984 par le L.B.T.P. (Cougny, 1987)

- La classification du C.E.B.T.P basée sur le pourcentage des fines, l'indice de plasticité et le produit pourcentage de fines par l'indice de plasticité. Le tableau 2.4 et figure 2.10 nous donne les classification du L B T P et du C E B T P.

Cette diversité de classification nous prouve qu'il n'existe pas encore une classification universelle des sols latéritiques. D'ailleurs la diversité des types graveleux latéritiques et la différence des conditions d'utilisations selon les régions n'incite pas à avoir une classification unique. Pour cette raison, une

classification régionale serait plus adapté pour ce genre de sols.

2.3.4 Recherches expérimentales sur le terrain

Le phénomène de la tôle ondulée et de la perte en matériau sur les routes non revêtues ont fait l'objet de quelques études pratiques sur le terrain. Il faut remarquer cependant que cet aspect important de la recherche n'a pas été beaucoup développé par les chercheurs qui se sont intéressés aux problèmes des sols latéritiques.

L'expérience du manège de Paris dans les années 1962 à 1965 est l'une des premières ou l'unique modélisation du phénomène réalisée en laboratoire (Autret, 1983). L'une des premières expérience grandeur nature fut réalisé par Fenzy (1974).

L'étude a été réalisée sur une piste en sol sableux siliceux avec un camion de 15 tonnes circulant à une vitesse de 60 km par heure. Le long du tronçon à étudier, il a été placé une série d'obstacles de différentes hauteurs (2, 4, 6 et 8 cm). En même temps les pneus du camion sont changés au cour de l'expérience afin d'étudier l'effet du type de pneu. Les observations sont faites après 20, 50 et 60 passages du camion. Les constats suivants ont été faits:

- la tôle ondulée se forme plus rapidement derrière les obstacles de 6 et 8 cm.

- La formation est beaucoup plus lente avec les pneus peu gonflés.

Tableau 2.4 Classification Ivoirienne des sols (Cougny, 1987)

CRITERES DE CLASSIFICATION SELON LES IDENTIFICATIONS DE LABORATOIRE		SOLS GRENUS: f < 50 %										SOLS FINS f > 50 % ARGILES									
		GRAVES: s > 1/2 (100 - f)					SABLES: s < 1/2 (100 - f)					IP < 30		IP > 30							
		IP	f < 10	10-20	20-25	25-35	> 35	IP	f < 10	10-20	20-30	30-40	> 40	f < 75	> 75	f < 75	> 75				
		n.m.	G.0					n.m.	S.0					s		s					
CRITERES DE CLASSIFICATION GENETIQUE (SELON L'ORIGINE)		< 20	G.1				5-15	S.1					> 10	A.1		> 10	A.3				
		20-25	G.2				15-20	S.2													
		25-35	G.3				20-30	S.3													
		> 35	G.4				> 30	S.4													
SOLS DEPOSES		Domaine du bassin sédimentaire Formations alluviales et colluviales (remplissage des dépressions du socle)					graves alluviales, lignes de gravats du sable argileux à classer selon tableau ci-dessus Gc0, Gc1, Gc2, Gc3, Gc4					sables argileux du bassin sédimentaire, sables superficiels plus ou moins argileux des dépressions du socle, sables de rivage à classer selon tableau ci-dessus Sc0, Sc1, Sc2, Sc3, Sc4					argiles sédimentaires, argiles alluviales, argiles des dépressions du domaine du socle: à classer selon tableau ci-dessus Ac1, Ac2, Ac3, Ac4				
SOLS RESIDUELS		SUR GRANITES (en général structures homogènes et isotropes) (Dg)		Graveleux latéritiques du domaine du socle graveleux latéritiques proprement dits à classer selon les divisions du tableau ci-dessus substratum indifférencié G11 G12 G13 G14					arènes granitiques Sg1, Sg2, Sg3, Sg4					argiles d'altération sur granites Ag1, Ag2, Ag3, Ag4							
		SUR SCHISTES (en général structures feuilletées) (Ds)							cas assez rare dans la pratique: sur schistes arénacés (sableux), on utilisera le symbole Ss avec les mêmes divisions que ci-dessus: Ss1, Ss2, Ss3, Ss4					argiles d'altération sur schistes As1, As2, As3, As4							
		SUR AUTRES TYPES DE ROCHES (structure indifférenciée) (D.)							SOLS A ASSIMILER A L'UNE DES CLASSES CI-DESSUS SYMBOLE G (SOLS HOMOGENES ET ISOTROPES) OU S (SOLS HETEROGENES OU ANISOTROPES)												
		Les plus gros éléments du "sol" sont des morceaux de roche plus ou moins altérée enrobés dans une matrice sablo-limoneuse ou argileuse																			

Nota: f = % de fines < 0,080 mm; s = % de squelette > 2 mm; IP = Indice de Plasticité; n.m. = non mesurable.

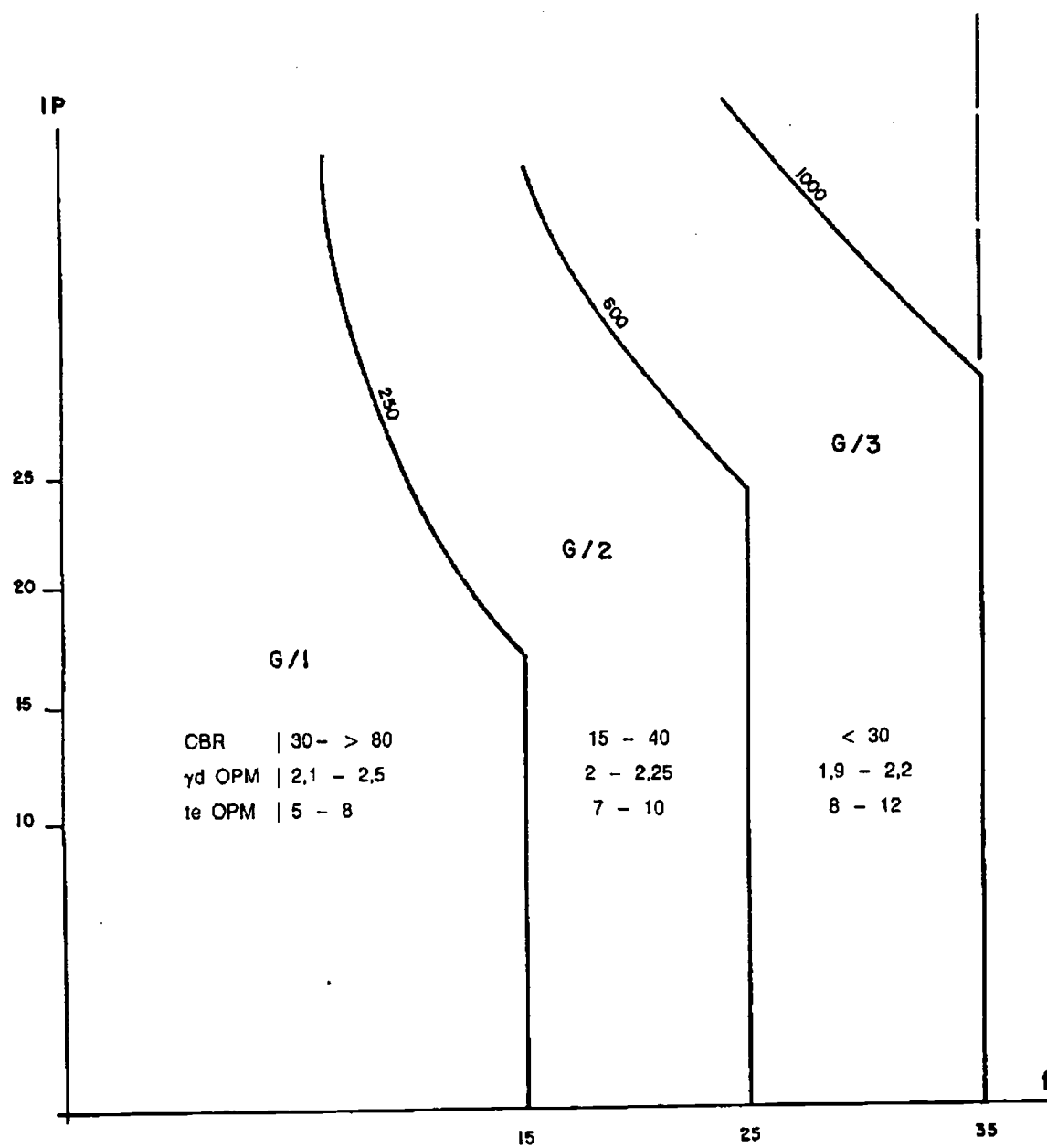


Figure 2.10 Classification des graveleux latéritiques (CEBTP, 1984) (ISTED, 1990)

- Les pneus très gonflés martèlent le sol, mais ne forment pas réellement de la tôle ondulée.

- L'idée la plus importante à retenir est que l'action prépondérante du pneu pourrait être le premier responsable du phénomène.

- La tôle ondulée est évitée lorsque la couche de sol a une cohésion suffisante pour que le glissement se produisent avant la rupture. Fenzy propose une résistance de 15 bars (1500 kPa) à l'essai de compression simple.

Grésillon (1978), avait mené une étude sur l'usure mécanique des chaussées non revêtues.

L'étude avait consisté à suivre l'évolution de la formation de la tôle ondulée sur les tronçons de routes Ouaga-Kaya, Ouaga-Kogoussi, Ouaga-Leo, Ouaga-Ouahigouya et la piste qui relie l'E.I.E.R (Ecole Inter-états de l'Équipement Rural) à l'Université.

Il ressort de cette étude que la distance entre crête de tôle ondulée est liée à la vitesse des véhicules. Un faible pourcentage d'éléments inférieurs à 0.05 mm et un produit de la limite de liquidité par le pourcentage de passant à 0.05 mm faible, contribuent plus rapidement à la formation du phénomène.

Afin de remédier à ce problème, l'expérience a été complétée par une étude de stabilisation au ciment. En vue d'améliorer la cohésion des matériaux et d'augmenter leur résistance au cisaillement, il a été incorporé du ciment dans les sols. Sur des tronçons d'environ 200 m de long et 3,5 m de large, des stabilisations à 2 %, 3,5% et 5% de ciment ont été réalisées. Après

deux années de services, seul le tronçon traité à 5% de ciment a présenté des caractéristiques différentes des sols sans ciment. Sur ce tronçon il n'a été constaté ni trace de tôle ondulée ni de trous.

L'étude la plus récente sur la détérioration des routes non revêtues et l'effet des différentes méthodes d'entretien a été réalisé au Kenya en 1983 par le Laboratoire des Recherches sur le Transport et les Routes (T.R.R.L) (Jones et al. 1984).

L'expérience a été réalisé sur des tronçons construits avec quatre différents types de matériaux sur une période d'environ deux ans. Ces matériaux sont :

- les graveleux latéritiques (nodules concrétionnaires)
- les graveleux quartzitiques (nodules roulés)
- les graveleux volcaniques (nodules anguleux)
- les grès graveleux

Les conditions d'entretien sont les suivantes:

- nivelé à la niveleuse tous les six mois
- nivelé à la niveleuse tous les neuf mois
- sans entretien pendant la durée de l'étude.

Il ressort de cette étude que les pertes en matériaux enregistrées sont supérieures à celles calculées par les différentes formules d'estimation de perte en matériau.

A la fin de l'expérience il a été constaté que la route en matériau graveleux latéritique avec des nodules concrétionnaires était celle qui a le meilleur comportement. Le tronçon le plus détérioré est celui construit en graveleux volcaniques. Enfin, les

graveleux quartzitiques ont une performance meilleure que les graveleux volcaniques et le grès graveleux. Les figures 2.11 et 2.12 donnent quelques résultats de cette étude.

2.3.5 Synthèse

Cette étude bibliographique, nous a permis de faire le point sur les recherches faites dans le domaine des graveleux latéritiques.

S'il existe une unanimité sur la formation et la genèse des latérites, ceci n'est pas le cas du point de vue caractérisation de ces sols. Le caractère évolutif des graveleux latéritiques est un constat qui ne fait aucun doute. De ce fait les recherches ont été beaucoup axées vers la recherche d'adaptation des essais classiques aux sols latéritiques. Le mode de prétraitement a fait l'objet de plusieurs recherches, mais les avis restent toujours partagés. Ceci, à cause de la diversité de types de latérites qu'on rencontre selon qu'on se trouve dans tel ou tel climat ou telle région.

Le mode de séchage a fait l'objet de plusieurs études et, il en ressort que, le séchage à l'air est le mieux adapté aux graveleux latéritiques. En ce qui concerne l'analyse granulométrique, le tamisage par la voie humide est la plus recommandée. En général, pour les essais de compactage, les recherches recommandent le renouvellement de l'échantillon pour chaque point de compactage. L'évaluation de la dureté des nodules demeure mal définit. Certains utilisent l'essai Los Angeles pour évaluer la dureté des nodules, d'autres le compactage suivi de

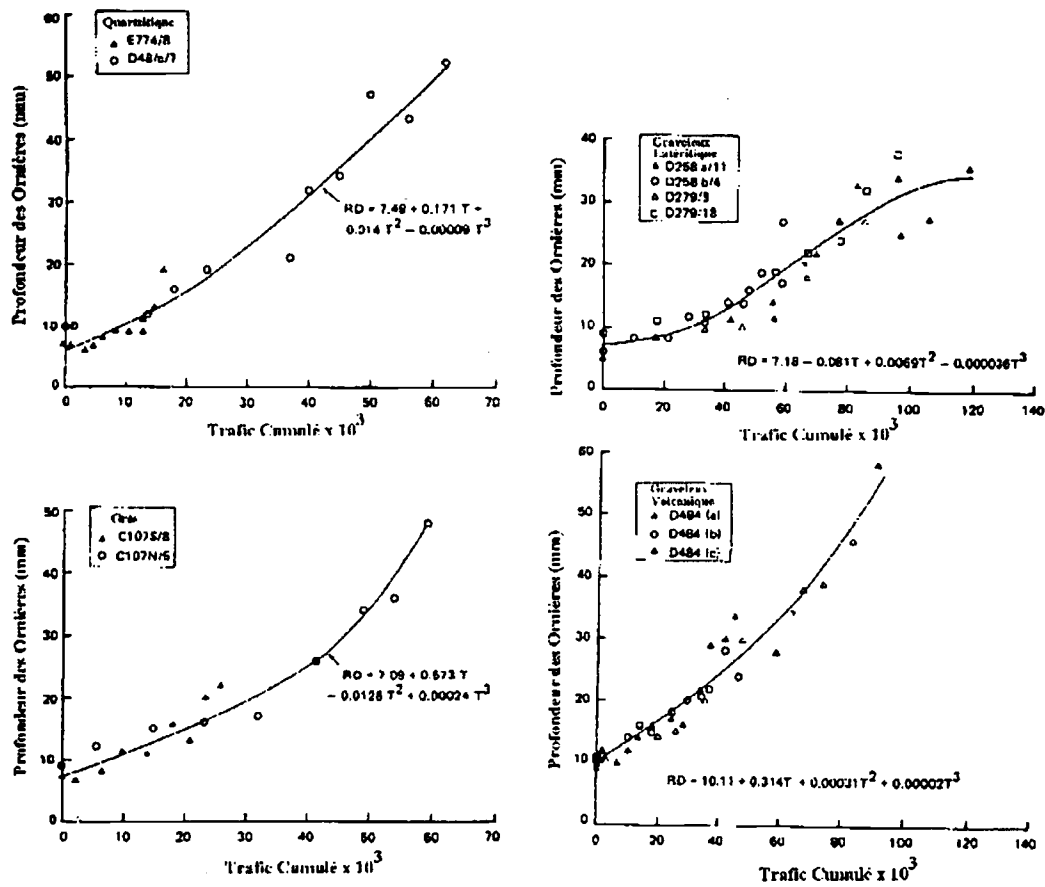


Figure 2.11 Profondeur des ornières en fonction du trafic et de la nature des matériaux d'après une étude faite au Kenya (Jones et al., 1984).

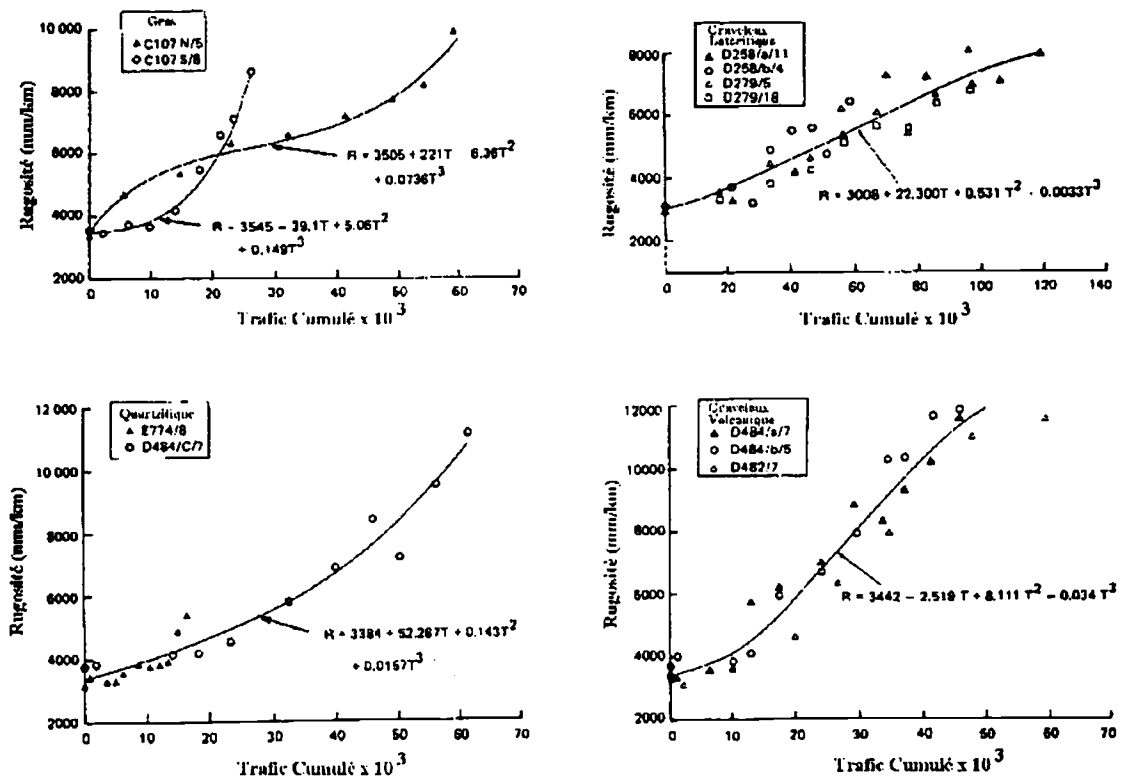


Figure 2.12 Irrégularité de surface en mm/Km en fonction du trafic et la nature du matériau d'après une étude faite au Kenya (Jones et al., 1984)

granulométrie, d'autres "l'agregat impact value". En somme il n'existe pas encore d'essai universel pour caractériser les latérites. Les recherches ont été axées surtout vers l'adoption des essais classiques en essayant de les adapter aux graveleux latéritiques. Les tentatives de classification des graveleux latéritiques restent toujours locales.

En ce qui concerne les recherches sur le terrain, il n'y a pas eu beaucoup de publications dans ce domaine. Les quelques études réalisées, sont unanimement sur le mode de formation de la tôle ondulé. Mais aucune solution concrète n'a été proposée pour éviter ce type de dégradation.

En conclusion on peut dire qu'il reste encore beaucoup de recherches à faire dans le domaine de la caractérisation des graveleux latéritiques. Ces recherches doivent être dirigées vers une meilleure maîtrise du comportement de ces sols. Elles doivent aboutir à une prédiction en laboratoire du comportement des graveleux latéritiques utilisés en construction routière.

CHAPITRE 3

ÉTUDES IN SITU ET EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT DES LATÉRITES

3.1 Études in situ

3.1.1 Introduction

L'objectif principal du projet étant de déterminer les relations entre les caractéristiques physiques des sols latéritiques et leur comportement mécanique, la première phase a consisté à identifier des tronçons de routes sur lesquelles les études seront effectuées.

Le choix de ces tronçons de routes a été guidé surtout par l'existence d'un dossier géotechnique. Au Niger comme au Mali, des routes d'intérêt national ont été retenues. Une visite sur le terrain nous a permis de choisir des tronçons que nous avons jugé très dégradés, avec formation accentuée de tôle ondulée et des tronçons qui se sont bien comportés, c'est à dire qui ne présentent ni tôle ondulée ni perte excessive en matériaux.

Au Niger, la route Niamey-Say-Tapoa, d'une longueur d'environ 150 kilomètres qui traverse une zone agricole et touristique, a été retenue (voir carte du réseau routier du Niger en annexe III).

Sur cette route deux sections ont été choisies sur le tronçon Say-Tapoa. Il s'agit du:

- PK 3 à partir de la ville de Say, comme tronçon très dégradé
- PK 27 à partir de la ville de Say, comme tronçon non dégradé

Au Mali, ce sont les routes Bamako-Kangaba et Kati-Kolokani

qui ont été retenues (voir carte routière du Mali en annexe III)

Sur chacune des routes, deux sections ont été choisies. Il s'agit de :

sur la route Bamako-Kangaba

- PK 18 section dégradée avec tôle ondulée
- PK 51 section s'étant bien comportée, sans formation de tôle

ondulée

sur la route Kati-Kolokani

- PK 25 section s'étant bien comportée
- PK 33 section s'étant mal comportée, avec formation de tôle

ondulée.

Sur chacun des tronçons retenus, des essais géotechniques pour déterminer les caractéristiques du sol en place et des levées topographiques ont été effectués.

Les carrières ayant servies à la construction de ces sections ont été identifiées. Des prélèvements d'échantillons en carrière et sur la chaussée ont été effectuées en vue de les soumettre aux essais de laboratoire.

Notons enfin que le but principal de ces opérations est d'identifier les caractéristiques géotechniques qui permettent d'établir une différence entre les matériaux qui se sont mal ou bien comportés.

3.1.2 Essais in situ effectués au Niger

Au PK 3, tronçon présentant de la tôle ondulée, nous avons procédé à des mesures de longueurs d'ondes et d'amplitudes des

déformations à l'aide d'une chaîne et d'un niveau de topographe sur une section d'environ 200 mètres.

Comme décrit par plusieurs auteurs, nous avons constaté que la longueur d'onde varie entre 50 et 70 centimètres. Quand à l'amplitude, elle varie de 4,5 à 6 centimètres par endroit.

D'autres essais ont été effectués sur cette section. Il s'agit notamment des essais de résistance à la pénétration au piézocône, de densité en place à l'anneau d'eau et de mesures de teneur en eau.

Le piézocône est un appareil ultra moderne qui permet de déterminer la résistance à la pénétration, la cohésion et les pressions interstitielles dans un sol. Les lectures sont directement enregistrées par un micro ordinateur relié au dispositif de mesure.

Malheureusement, compte de la dureté de la couche de base de la route, cet essai n'a pu être réalisé malgré l'utilisation d'un camion foreur assez puissant pour pousser le dispositif d'essai.

Enfin sur les deux tronçons, le PK 3 et PK 27, les essais in situ ont été complétés par des essais de densité en place et de mesures des teneurs en eau. Des échantillons ont été prélevés sur la chaussée et en carrière afin de les soumettre aux essais de laboratoire à l'Université de Moncton au Canada et au Laboratoire des Travaux Publics et du Bâtiment du Niger.

Par suite, quelques mesures de teneur en eau ont été effectuées sur les différents tronçons en vue de suivre leurs variations au cours de l'année. Le tableau 3.1 donne les résultats

de ces essais.

Tableau 3.1 Essais effectués sur le terrain au Niger
route Say-Tapoa, PK 3 et PK 27

	γ_a en place en t/m ³	ω % en place	γ_a max au labo en t/m ³	ω_{opt} en % au labo	compacité en %
PK 3 Anneau 1	2.03	0.80	2.38	7.5	85
PK 3 Anneau 2	2.26	0.90	2.38	7.5	95
PK 27 Anneau 1	2.15	1.50	2.20	7.3	98

N.B - La compacité = $(\gamma_d \text{ en place} / \gamma_d \text{ labo}) \times 100$

Plusieurs visites sur le terrain nous ont permis de voir l'évolution, sous la circulation, de différents tronçons de routes construits par la division des routes rurales du ministère de l'Équipement.

L'une des routes visitées est le tronçon Kollo-Kirtachi, construit en régie par une brigade mécanisée. La spécificité de ce tronçon est qu'il a été construit sans utilisation d'engin de compactage. Les matériaux ont été transportés sur la plate forme par des camions et régalez à la niveleuse. Le compactage a été assuré uniquement par le passage des camions.

L'autre route visitée est le tronçon Famalé-Guégorou d'une longueur d'environ 5 kilomètres. Cette section a été construite par

une brigade HIMO (haute intensité en main d'oeuvre). Le transport des matériaux a été fait à l'aide de charrettes tractées par des animaux. Le régaling et le compactage ont été réalisés manuellement grâce à des pelles et de dames.

Du point de vue comportement, le tronçon Kollo-Kirtachi se comporte de la même manière que les routes en terre moderne construite avec des engins de compactage. La seule différence réside au niveau des ouvrages de franchissement de cours d'eau. Sur la route Kolo-Kirtachi, ces ouvrages ne sont pas définitifs. Il reste à vérifier si ces routes construites sans compactage auront la même durée de vie que les routes compactées.

Quand au tronçon Famalé-Guégorou, le niveau de circulation est très faible. Après deux années de service, la section a l'air d'une route neuve. Notons que sur ce tronçon, la couche de base est demeurée intacte, malgré les saisons de pluie passées.

3.1.3 Essais in situ effectués au Mali

Au Mali deux routes ont fait l'objet d'étude dans le cadre de ces recherches. Il s'agit des routes Bamako-Kangaba et Kati-Kolokani. Sur chacune d'elles, deux sections dont une avec formation de tôle ondulée et l'autre sans tôle ondulée ont été choisies pour être étudiées.

Les travaux de terrain ont consisté à relever les caractéristiques géométriques des tronçons, à évaluer la compacité et l'épaisseur des couches des chaussées et à faire des prélèvements

de matériaux sur la chaussée et en carrière, afin de les soumettre aux essais de laboratoire.

Des mesures effectuées à l'aide d'un niveau ont permis de relever, sur les sections avec tôle ondulée, des amplitudes de déformation de l'ordre de 3 à 5 centimètres et une période moyenne de 50 centimètres. Certains bourrelets de tôle ondulée ont été ouverts à la pelle et il a été constaté qu'ils sont formés d'amas de graves latéritiques de rejet.

Sur les tronçons sans tôle ondulée, il a été constaté que les nodules constituant le squelette de la couche de roulement s'écrasent sous l'effet du trafic.

Des sondages par des puits réalisés sur la chaussée ont permis de constater que l'épaisseur de la couche de roulement est d'environ 15 centimètres dans les sections sans formation de tôle ondulée et, d'environ 10 centimètres, dans les zones où la tôle ondulée est accentuée. Ceci démontrent que le phénomène de perte en matériau et de la tôle ondulée sont liés.

Les essais de densité en place effectués au densitomètre à membrane ont permis de constater, qu'en général, les compacités sont plus faibles dans les zones sans formation de tôle ondulée. Les compacités plus fortes dans les sections avec tôle ondulée, peuvent s'expliquer par l'effet de martelage des matériaux restés en place, lors des passages des véhicules.

De même les C B R in situ, mesurés dans les sections qui se sont bien comportées, sont plus faibles. Ceci peut s'expliquer par la friabilité des matériaux utilisés dans ces zones. Le même

constat se dégage au niveau des matériaux des carrières.

Enfin il faut noter que les teneurs en eau mesurées in situ au mois de juin (pendant la saison pluvieuse) restent faibles. Elles varient de 3.1 à 6.4% . Ces valeurs sont de l'ordre du tiers de la teneur en optimum. Les résultats de ces essais sont présentés aux tableau 3.2 et 3.3

Tableau 3.2 Essais effectués sur le terrain au Mali
route Bamako-Kangaba, PK 18 et PK 51

	γ_d en place en t/m ³	ω en place	γ_d max au labo en t/m ³	ω_{opt} en % au labo	compacité en %	C B R en place
PK 18	2.05	3.73	2.13	9.60	96	78
PK 51	1.88	6.38	2.07	11.40	90	40

Tableau 3.3 Essais effectués sur le terrain au Mali
route Kati-Kolokani, PK 25 et PK 33

	γ_d en place en t/m ³	ω_w en % en place	γ_d max au labo en t/m ³	ω_{opt} au labo en %	compacité en %	C B R en place
PK 25	1.90	3.52	2.12	11.9	89	25
PK 33	2.25	3.16	2.40	9.3	94	90

N.B - la compacité = $(\gamma_d \text{ en place} / \gamma_d \text{ au labo}) \times 100$
 - C B R en place = C B R à 98% du matériau de chaussée
 testé au laboratoire

3.2 Essais de laboratoire.

Sur chacun des tronçons retenus au Mali et au Niger, des prélèvements d'échantillons des matériaux de chaussées et des carrières, ayant servies pour la construction des différents tronçons, ont été effectués.

Les échantillons ont été soumis à des essais classiques d'identification notamment d'analyse granulométrique et de limites d'Atterberg, des essais de compactage et de portance C B R. Ces essais sont réalisés dans le but de faire une comparaison entre les matériaux des chaussées et des carrières afin de définir le niveau de dégradation des matériaux de chaussée.

De même plusieurs échantillons des carrières ayant servies pour la construction des tronçons qui se sont mal ou bien comportés, ont été soumis à différents tests de laboratoire. Ceci afin de dégager les caractéristiques géotechniques qui peuvent permettre de faire la différence entre les matériaux qui se sont mal ou bien comportés sur la route.

3.2.1 Résultats des essais sur les tronçons retenus au Niger

La comparaison des résultats des essais sur les matériaux prélevés sur la chaussée et en carrière, fait ressortir une dégradation du matériau de chaussée, avec une augmentation du pourcentage de passant à certains tamis et une baisse de l'indice de plasticité et de la limite de liquidité.

Au PK 3, section avec formation de tôle ondulée:

- le pourcentage de passant au tamis de 80 μ passe 15% en carrière à 16% sur la chaussée;

- le pourcentage de passant à 2 mm passe de 46% en carrière à 55% sur la chaussée.

Les éléments supérieurs à 5 mm par contre baissent de 40% en carrière à 29% sur la chaussée. Le tableau 3.4 et les figures 3.1 et 3.2 font ressortir ces observations.

La limite de liquidité baisse de 34.5 en carrière à 24 sur la chaussée. L'indice de plasticité reste presque inchangée.

Au PK 27, section sans formation de tôle ondulée, les dégradations enregistrées sont encore plus importantes.

- le pourcentage de passant à 80 μ passe de 17% en carrière à 27% sur la chaussée,

- le pourcentage de passant à 2 mm passe de 35% en carrière à 62% sur la chaussée.

Quand aux éléments supérieurs à 5 mm, ils baissent de 51% en carrière à 22% sur la chaussée.

La limite de liquidité quand à elle a baissé de 35% en carrière à 27% sur la chaussée, pendant que l'indice de plasticité a baissé de 14 à 11.

L'aspect le plus important à remarquer est que les matériaux du bon tronçon sont les plus dégradés. Sur les deux tronçons choisis, le pourcentage des passants des éléments inférieurs à 2 mm croît sur les matériaux de chaussée pendant que le pourcentage des éléments supérieurs à 5 mm baisse. La limite de liquidité et

**Tableau 3.4 Essais de laboratoire effectués au Niger
route Say-Tapoa, PK 3 et PK 27**

Zone de prélèvement PK	prél. carrière PK 3	prél. route PK 3	prél. carrière PK 27	prél. route PK 27
% < 0.80 mm	15	16	17	27
% < 0.50 mm	33	41	27	53
% < 2 mm	46	55	35	62
% > 5 mm	40	29	51	22
% > 10 mm	20	17	21	8
% > 20 mm	7	3	1	2
w_L	34.5	24	35	27
I_p	11.4	10	14	11
classifica- tion AASHTO	A2-6	A2-4	A2-4	A2-4
classifica- tion USCS	GC	GC	GC	GC

l'indice de plasticité sont toujours plus faibles sur les matériaux de chaussée.

La première remarque peu être justifiée par le fait que sur le bon tronçon, les nodules de type vacuolaire résistent mal à l'abrasion, ce qui fait que lorsqu'ils sont écrasés, ils ne sont pas rejetés hors de la chaussée mais restent en place. Tandis que sur le mauvais tronçon les nodules sont plutôt durs et au lieu d'être écrasés, ils sont rejetés hors de chaussée avec une formation de tôle ondulée par les matériaux libres restés sur la chaussée.

COURBES GRANULOMETRIQUES

ROUTE SAY-TAPOA, PK 3

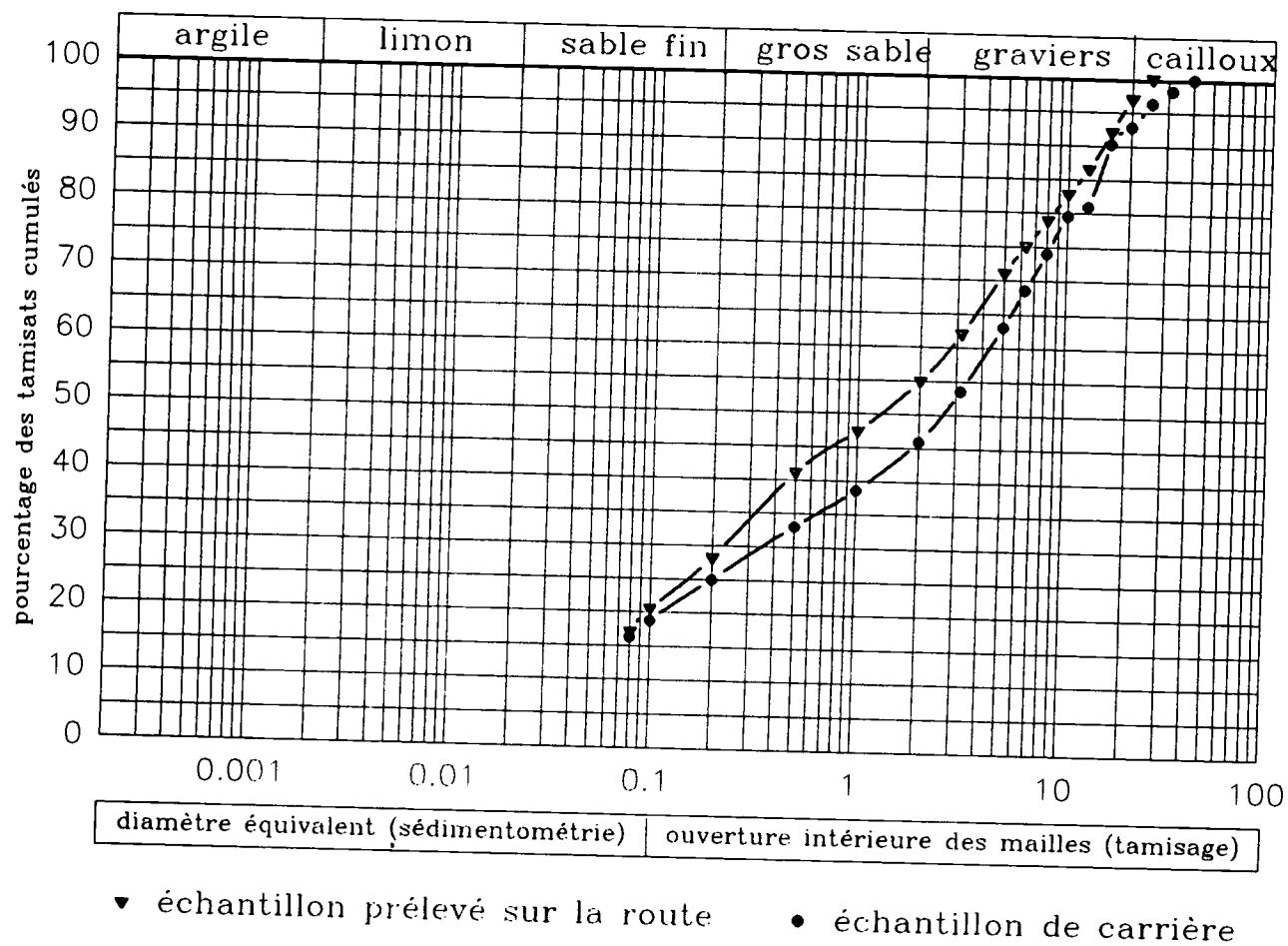


figure 3.1. Courbes granulométriques des échantillons prélevés sur la route et en carrière

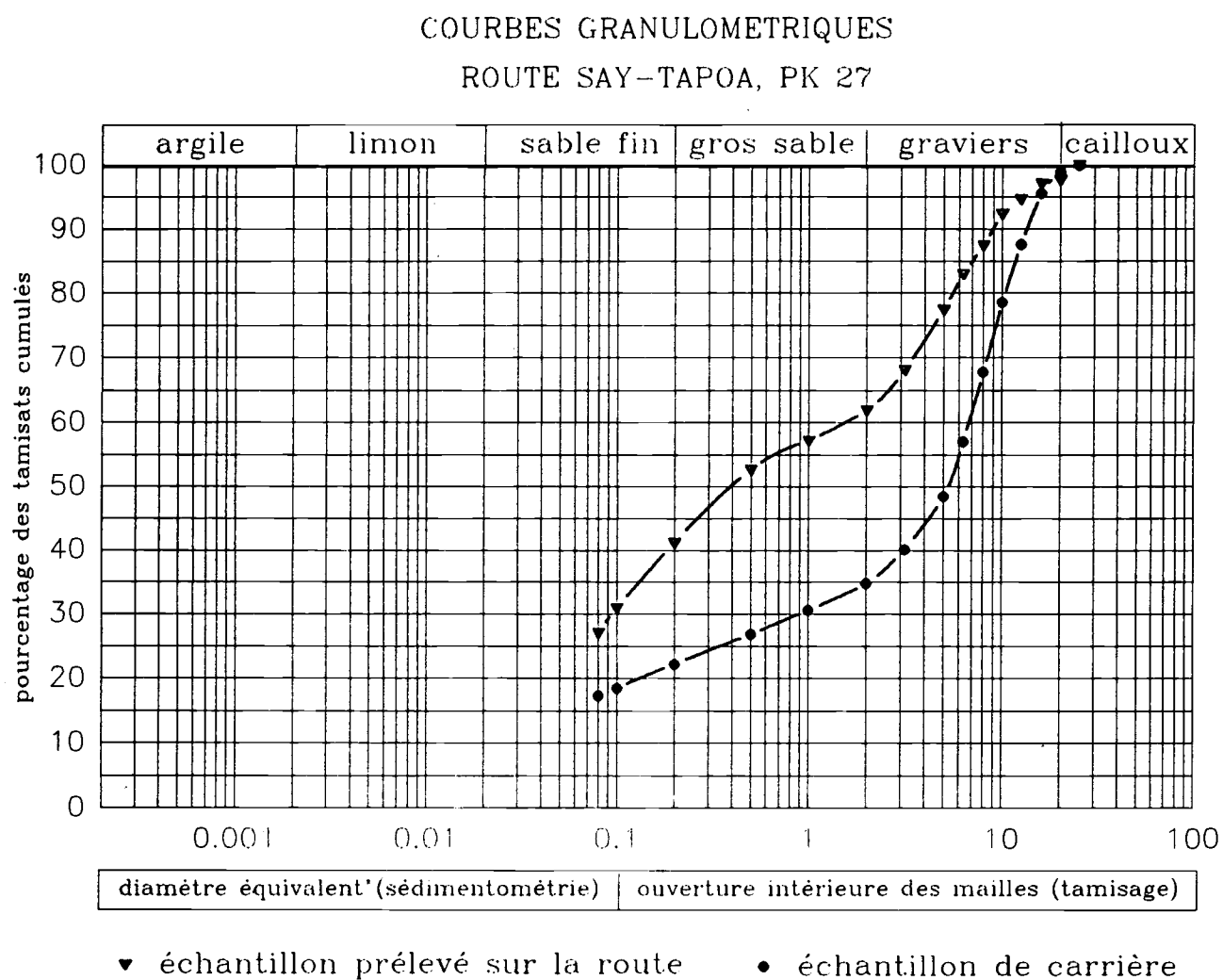


figure 3.2. Courbes granulométriques des échantillons prélevés sur la route et en carrière

Enfin il faut remarquer que malgré les dégradations subit par les matériaux de chaussée, tous les échantillons (de carrières et de chaussée) sont classés dans une même classe ASHTTO ou USCS.

3.2.2 Résultats des essais sur les tronçons retenus au Mali

Les mêmes observations qu'au Niger peuvent être faites sur les résultats de la route Bamako-Kangaba.

Au PK 18 tronçon avec formation de tôle ondulée:

- le pourcentage d'éléments passant à 80 μ passe de 12% en carrière à 19% sur la chaussée,
- les éléments inférieurs à 2 mm passent de 25% en carrière à 37% sur la route.

Les variations de la limite de liquidité et l'indice de plasticité ne sont pas significatives.

Au PK 51, section sans formation de tôle ondulée, le matériau de chaussée n'a pas beaucoup varié par rapport à celui de la carrière.

Au niveau de la route Kati-Kolokani, les variations sont assez sensibles au niveau du PK 25, tronçon sans tôle ondulée.

- Le pourcentage des éléments inférieurs à 80 μ passe de 20% en carrière à 34% sur la route,
- le pourcentage des éléments inférieurs à 2 mm passe de 22% en carrière à 55% sur la route.
- l'indice de plasticité baisse de 16 en carrière à 11 sur la chaussée.

De même au PK 33, le changement subit par le matériau de la

route par rapport à celui de la carrière reste faible sauf au niveau des éléments supérieurs à 5 mm qui passent de 55% en carrière à 30% sur la route.

Le tableau 3.5 et les figures 3.3 et 3.4 illustrent bien ces remarques, ainsi les figures AII.1 et AII.2 en annexe II.

Sur les deux routes, on constate que les plus grandes dégradations de matériaux sont observées au niveau des tronçons qui se sont bien comportés. En plus les meilleurs C B R sont obtenus pour les mauvaises sections.

3.2.3 Remarques

De ces constatations faites au Niger comme au Mali, on peut dire que le problème de la tôle ondulée n'est pas dû à une très forte dégradation du matériau, ni à une portance faible, ni d'ailleurs à un problème de compacité.

Les essais de laboratoire sur les échantillons des différentes carrière pourront-ils nous permettent de déceler où réside ce problème. C'est ce que nous allons essayer de vérifier à travers l'exploitation des résultats obtenus au cours de ces essais.

3.3. Exploitation des résultats.

3.3.1 Les essais d'identification

Les essais d'identification, notamment l'analyse granulométrique et les limites d'Atterberg sont les essais les plus utilisés pour caractériser les sols.

**Tableau 3.5 Essais de laboratoire effectués au Mali
route Bamako-Kangaba, PK 18 et PK 51**

Zone de prélèvement PK	prél. carrière PK 18	prél. route PK 18	prél. carrière PK 51	prél. route PK 51
% < 0.80 mm	12	19	20	22
% < 0.50 mm	19	24	23	29
% > 2 mm	75	63	61	57
% > 5 mm	65	45	41	34
% > 10 mm	41	18	12	15
w_L	31	33	30	31
I_p	11	14	12	10
γ_d en t/m³	2.15	2.13	2.19	2.07
w_{opt} en %	8.20	9.60	9.70	11.40
C B R à 95 %	94	73	80	95
C B R à 98 %	140	85	120	140
classifica- tion AASHTO	A2-6	A2-6	A2-6	A2-4
classifica- tion USCS	GC	GC	GC	GC

COURBES GRANULOMETRIQUES
ROUTE BAMAKO-KANGABA, PK 18

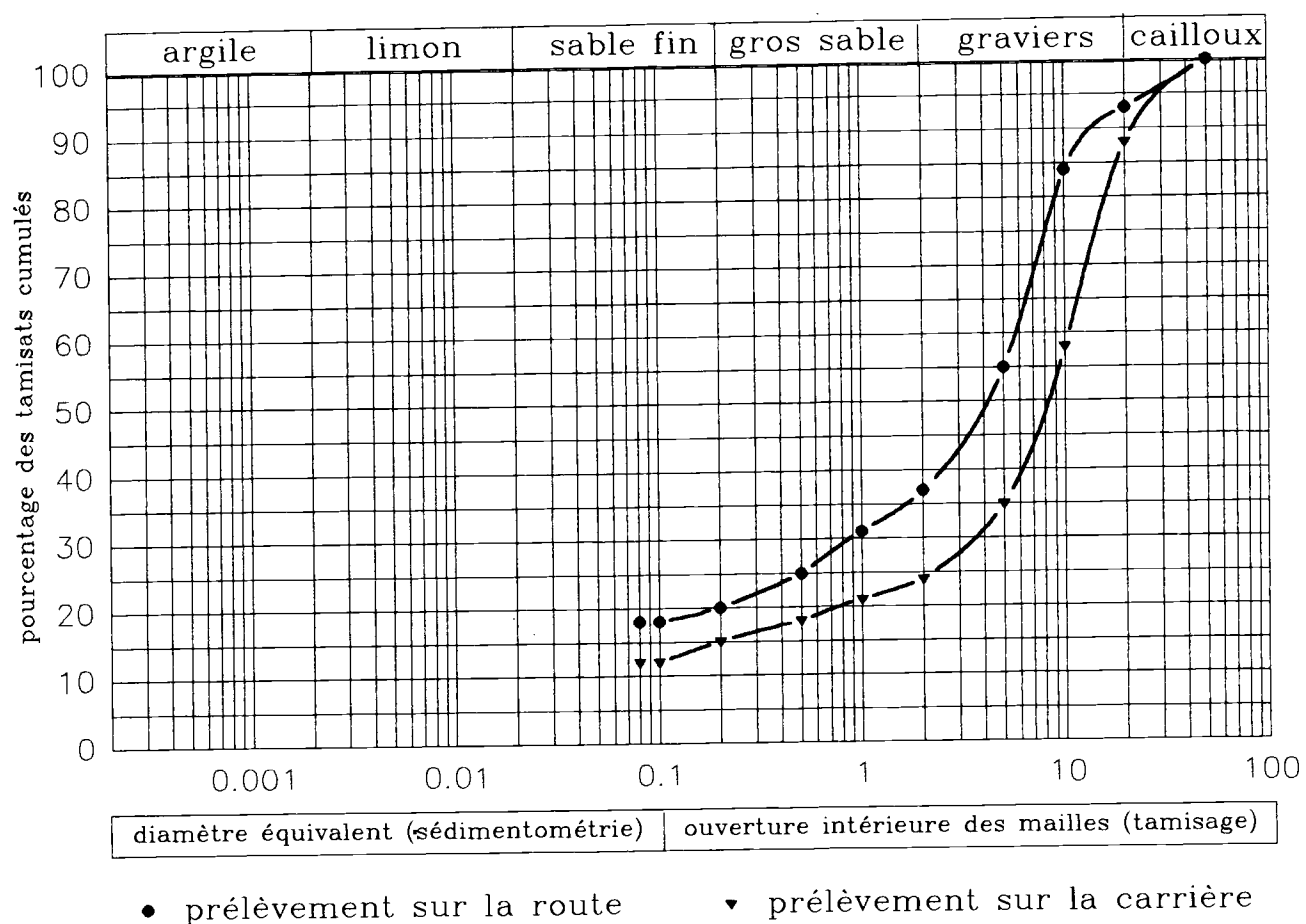


figure 3.3. Courbes granulométriques des échantillons prélevés sur la route et en carrière

COURBES GRANULOMETRIQUES
ROUTE BAMAKO-KANGABA, PK 51

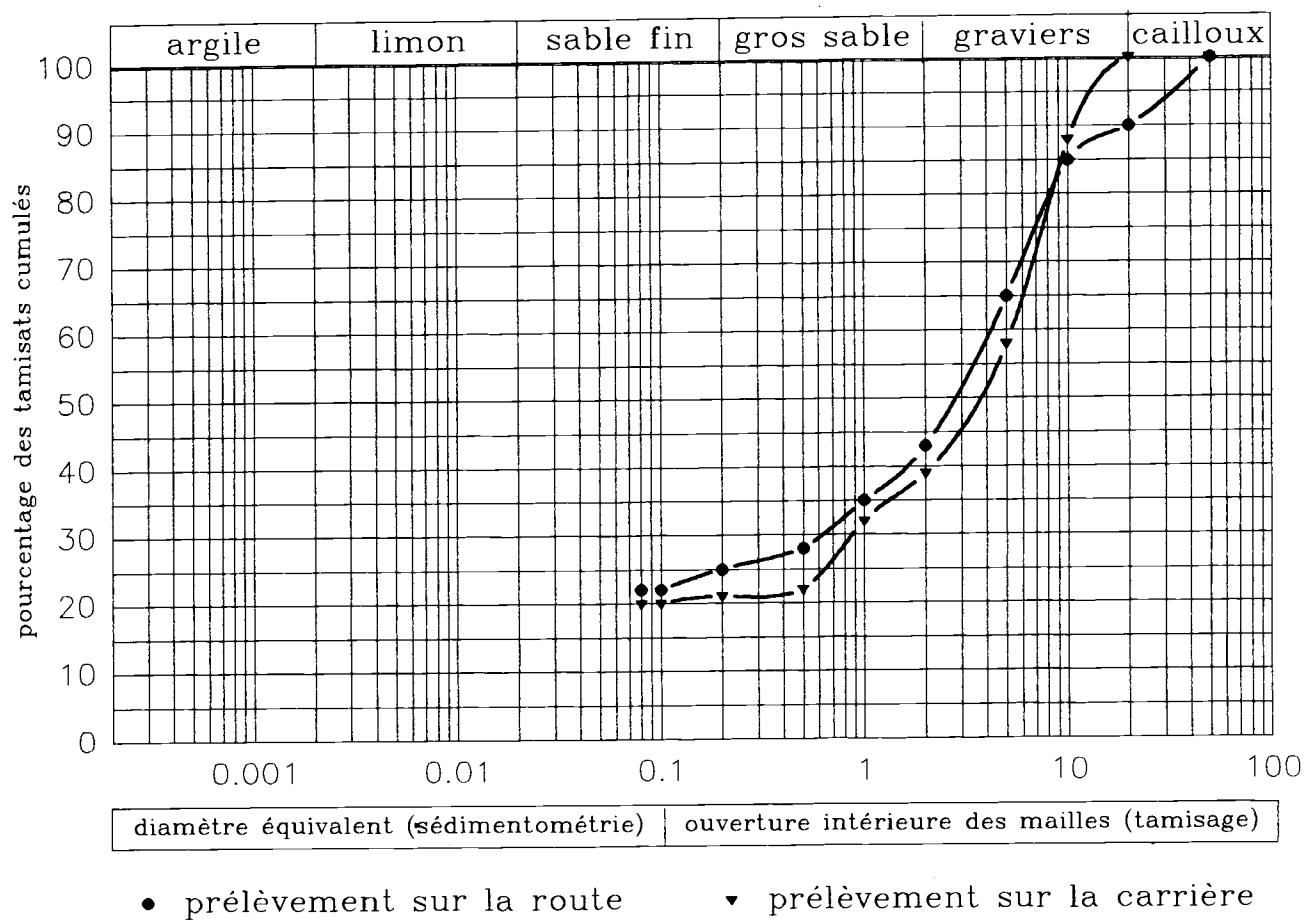


figure 3.4. Courbes granulométriques des échantillons prélevés sur la route et en carrière

Dans le cas des sols latéritiques qui sont des sols résiduels, l'application de ces essais est en général très difficile à cause de leur caractère évolutif. Non seulement ces essais ne sont pas reproductibles, mais les résultats obtenus sont beaucoup influencés par le mode de préparation de l'échantillon, le temps d'imbibition, le temps de malaxage, le mode opératoire, l'expérience de l'opérateur.

Compte tenu de ces problèmes, les résultats obtenus en laboratoire, ne permettent pas de caractériser le comportement du matériau sur le terrain.

De ce fait les sols résiduels font l'objet de plusieurs recherches dans le but de mettre au point de essais de laboratoire qui permettent de mieux les caractériser.

C'est dans ce cadre que nous avons entrepris de mener des recherche en vue d'étudier le comportement de ces sols selon différents modes opératoires et différents mode de prétraitements.

Les résultats obtenus au cours de cette étude montre une nette difficulté à reproduire les essais d'analyse granulométrique d'où la nécessité de revoir le mode opératoire de cet essai. Quand aux résultats des limites d'Atterberg, ils sont dans l'ensemble acceptable.

3.3.1.1 Analyse granulométrique

Les essais d'analyse granulométrique ont été effectués selon la méthode ASTM D421-D422 (granulométrie à sec) et selon la méthode du Manuel du laboratoire Routier (Peltier, 1969: analyse

granulométrique par la voie humide). Les feuilles d'analyses granulométriques sont calibrées selon la norme Suédoise, très utilisée en Afrique.

L'analyse granulométrique est un essai très simple qui permet de classifier les sols selon la répartition des dimensions de leurs grains. Si cet essai s'applique bien au sols des zones tempérées qui sont à grains stables, son application aux sols résiduels demeure toujours difficile.

La particularité des sols résiduels, notamment les graveleux latéritiques est qu'ils font partie de la catégorie des roches dites évolutives, en ce sens qu'ils n'ont pas de structure granulaire stable. Sous l'action mécanique, ils se fragmentent et sous l'action de l'eau ils se désagrègent.

Au cours de notre étude, nous avons constaté que lorsque la granulométrie est effectuée à sec, non seulement il se pose un problème de séparation des particules fines des nodules, mais aussi celui de l'effet de broyage qui au lieu de séparer, brise les grains du matériau. .

Lors de la granulométrie sous l'eau, l'échantillon est soumis à deux types de dégradations. Une première, grâce à l'action de l'eau qui dissocie les éléments et une deuxième due à l'action du brassage afin de séparer les particules fines des nodules.

D'une part nous sommes confrontés à un problème de séparation des particules fines des nodules. D'autre part les particules fines sont séparées des nodules, mais le matériau est désagrégé par l'eau et le lavage. Ceci crée une augmentation du pourcentage des fines

tout en réduisant celui des nodules. La figure 3.5 nous laisse voir que sur nos matériaux les résultats obtenus par les deux méthodes sont presque identiques.

Des études que nous avons réalisées, il se dégage une réelle difficulté à reproduire les essais d'analyse granulométrique. Non seulement au niveau des carrières, il existe une grande hétérogénéité des matériaux, mais en plus les résultats obtenus sont fonction de l'opérateur, de la préparation et de la méthodologie utilisée comme nous l'avons indiqué plus haut.

De ce fait nous avons remarqué que tous les essais nécessitant l'utilisation de la granulométrie sont contraints au même type de dispersion des résultats. Ceci est beaucoup plus remarquable au niveau des essais de compactage suivi de granulométrie en vue de déterminer l'indice de dureté des nodules.

Un autre constat qui se dégage est que malgré la différence visuelle des matériaux analysés, les résultats des analyses granulométriques ne nous permettent pas de faire la différence entre les sols qui se sont mal ou bien comportés.

Notons cependant que la granulométrie par la voie humide est la plus adaptée, selon l'avis de plusieurs chercheurs, car elle permet de mieux séparer les éléments fins des nodules.

Cette méthode peut être améliorée par l'utilisation d'un dispersant qui permettra d'accélérer la séparation des éléments fins des nodules et, de réduire l'énergie de brassage, lors du lavage de l'échantillon sous l'eau. Plusieurs auteurs ont démontré que l'utilisation de l'héxamétaphosphate de sodium n'a pas une

COURBES GRANULOMETRIQUES
ROUTE DEMBOU-FARIE PK 63

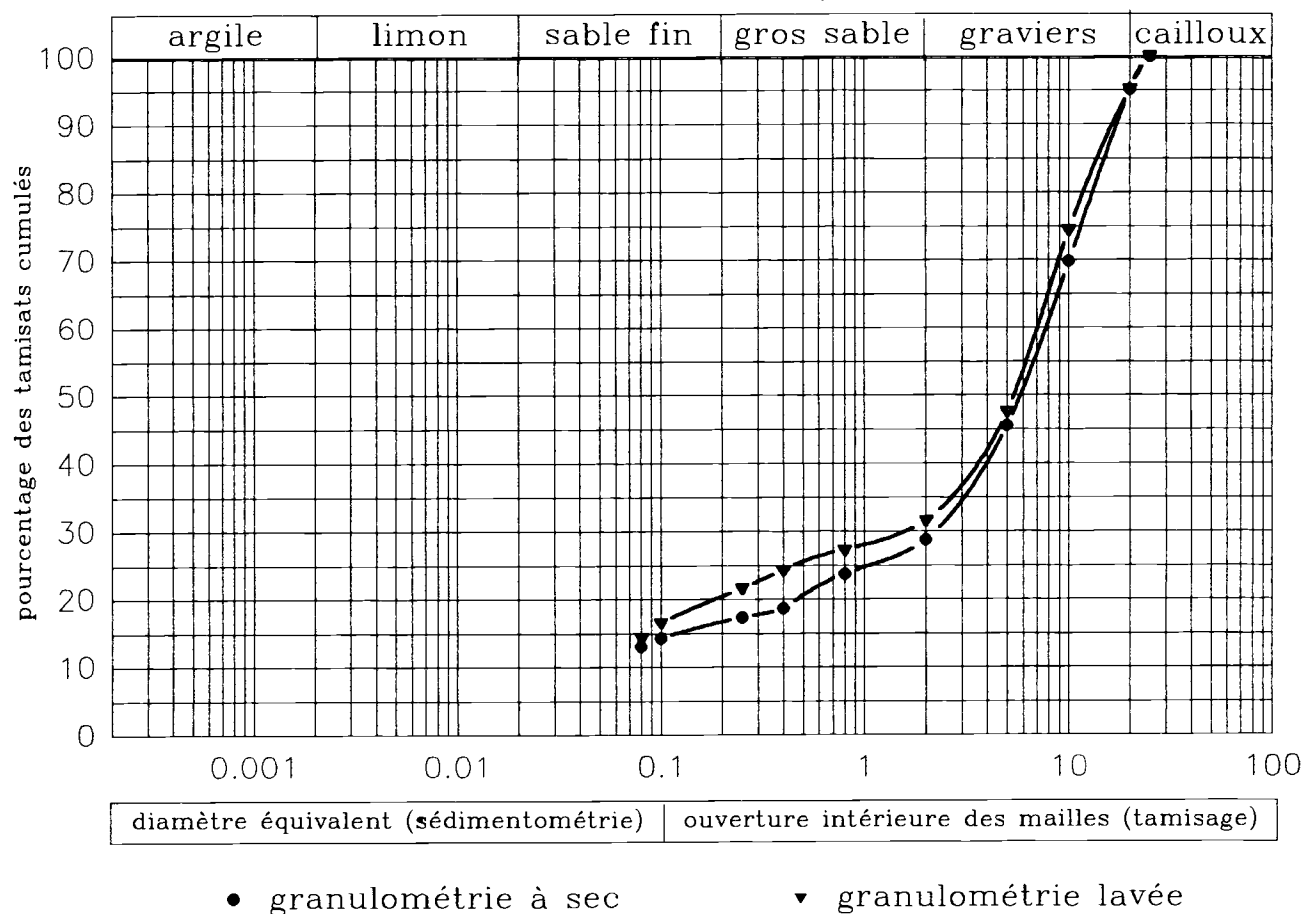


figure 3.5. Courbes granulométriques des échantillons tamisés à sec et tamisés après lavage.

grande influence sur les résultats des essais de sédimentométrie. Nous pensons de même que ce produit peut être utilisé pour séparer les particules des sols résiduels.

3.3.1.2 Les limites d'Atterberg

Les essais de limites d'Atterberg et d'analyse granulométrique sont les essais les plus utilisés pour la classification géotechnique des sols. Ceci démontre l'importance de ces essais pour le géotechnicien.

Plusieurs chercheurs tel que Gidigasú et Yeboá (1972) et Gidigasú (1980) ont constaté que les essais de limites d'Atterberg sont variables selon le mode de séchage de l'échantillon, la durée d'imbibition et le temps de malaxage. Selon certains auteurs, la reproductibilité de l'essai selon le mode de séchage dépend purement de la roche mère.

Afin de vérifier certaines des difficultés citées plus haut, nous avons testé, au cours de notre étude, l'influence du temps d'imbibition sur les résultats des essais de limites et la reproductibilité de ces essais.

Pour ce faire nous avons soumis 8 échantillons de graveleux latéritiques à des essais de limites, après une (1) et vingt quatre (24) heures d'imbibition.

Les résultats présentés au tableau 3.6 ont permis de vérifier que le fait d'imbiber l'échantillon à 1 ou 24 heures, influe très peu sur les valeurs des limites de liquidité et des limites de plasticité.

Tableau 3.6 Analyse des résultats des essais de limites
route Say-Tapoa Niger, carrières PK 3 et PK 27

No échantillon		1	2	3	4	moy.	s.	c.v en %
PK 3 Essai à 1 h	w _L	30.9	30.0	30.6	29.3	30.2	0.71	2.3
	I _p	14.5	12.7	14.4	11.3	13.2	1.53	11.6
PK 3 Essai à 24 h	w _L	32.0	30.2	30.4	30.2	30.7	0.87	2.8
	I _p	16.7	14.7	15.1	13.2	14.9	1.44	9.7
PK 27 Essai à 1 h	w _L	32.6	29.7	30.7	30.7	30.9	1.21	3.3
	I _p	13.6	12.1	12.0	15.1	13.2	1.46	11.1
PK 27 Essai à 24 h	w _L	33.6	30.0	31.3	31.2	31.5	1.50	4.80
	I _p	15.0	13.0	13.3	15.5	14.2	1.20	8.70

N.B.

- w_L = limite de liquidité
- I_p = indice de plasticité
- moy. = moyenne
- s. = écart type
- c.v. = coefficient de variation en % = (S./ moy.) × 100

En ce qui concerne les limites de liquidité nous obtenons les variations suivantes:

A la carrière du PK 3 de la route Say-Tapoa au Niger

- limite de liquidité moyenne à 1 heure d'imbibition = 30.2;
- limite de liquidité moyenne à 24 heures d'imbibition = 30.7.

A la carrière du PK 27 de la même route

- limite de liquidité moyenne à 1 heure d'imbibition = 30.9;
- limite de liquidité moyenne à 24 heures d'imbibition = 31.5.

La variation des valeurs des limites de liquidité est de l'ordre de 2%. Ce qui est pratiquement négligeable pour ce genre d'essai.

De même les variations des limites de liquidité au niveau des échantillons provenant d'une même carrière sont faibles.

- Au PK 3 de la route Say-tapoa, la limite de liquidité varie de 29.3 à 30.9;

- Au PK 27 la limite de liquidité varie de 29.7 à 32.6.

Ces résultats démontrent une assez bonne reproductibilité des essais de limites de liquidité.

Par contre les résultats obtenus sont un peu plus variables au niveau des essais de limite de plasticité.

Au PK.3 les limites de plasticité varie en moyenne de:

- 16.9 à 1 heure d'imbibition à 15.8 à 24 heure d'imbibition.

Au niveau de cette carrière si la variation en fonction du temps d'imbibition est faible, ceci n'est pas le cas au niveau des différents échantillons analysés. Les résultats obtenus varient de:

- 15.3 à 17.3 à 1 heure d'imbibition;

- 15.3 à 18.0 à 24 heures d'imbibition.

Au PK.27 la variation des valeurs moyennes est de:

- 17.7 à 1 heure d'imbibition à 17.3 à 24 heures d'imbibition.

De même comme à la carrière précédente, la variation moyenne en fonction du temps d'imbibition est très faible, mais par contre ces variations sont assez sensibles au niveau des différents échantillons. Les résultats obtenus sont les suivants:

- 15.6 à 19.0 à 1 heure d'imbibition
- 15.6 à 18.7 à 24 heures d'imbibition.

Ces résultats nous montrent que si la variation de la limite de plasticité moyenne est très faible entre les échantillons imbibés à 1 heure et 24 heures, elle est plus importante au niveau d'une même carrière.

Ceci dénote un peu la difficulté de reproduire les essais de limite de plasticité. En effet il faut reconnaître que cet essai demande une certaine expérience et une habileté de la part de l'opérateur.

Au cours de nos analyses, nous avons remarqué une différence assez importante entre les valeurs des limites de plasticité trouvés à Moncton et celles trouvés en Afrique. Le tableau 3.7 nous donne les résultats de ces essais. Par contre les valeurs des limites de liquidité sont presque identiques. Ceci nous a amené à reprendre les essais à l'Université de Moncton afin de vérifier les résultats obtenus. Ces vérifications ont abouti aux mêmes résultats que ceux obtenus au départ. Encore une fois de plus ceci vient confirmer la difficulté à exécuter cet essai.

**Tableau 3.7. Essais de limites d'Atterberg effectués
au Niger, au Mali et à Moncton**

Localisation	limites	LNTP/B Niger	CNREX Mali	U.M. Moncton
PK 3 Niger	W_L	31	-	29.1
	I_P	15	-	7.3
PK 27 Niger	W_L	30.6	-	30.4
	I_P	15	-	8
PK 18 Mali	W_L	-	31	29.4
	I_P	-	11	6.7
PK 51 Mali	W_L	-	30	27.8
	I_P	-	12	6.7
PK 25 Mali	W_L	-	36	32.4
	I_P	-	16	3.7
PK 33 Mali	W_L	-	30	27.2
	I_P	-	10	6.4

N.B. LNTP/B = Laboratoire National des Travaux Publics et du
Bâtiment du Niger
CNREX = Centre National de Recherche et d'Expérimentation
du Mali
U.M. = Université de Moncton au Canada

En conclusion nous pouvons dire à partir des résultats que nous avons obtenus que les essais de limites d'Atterberg sont d'une assez bonne reproductibilité et cela surtout au niveau des essais de limite de liquidité. Au vue de nos résultats nous pouvons conclure que le temps d'imbibition a une influence négligeable sur ces essais.

Notons cependant que les valeurs obtenues ne nous permettent pas de faire la différence entre les matériaux qui se sont mal ou bien comportés.

3.3.2 Les essais de portance et de dureté des nodules.

En plus des essais classiques d'identification, les sols latéritiques sont évalués en fonction de leur portance. L'instabilité mécanique de ces matériaux due à leur caractère évolutif demeure un problème réel pour l'exécution des essais de portance.

Lors du compactage en laboratoire ou en chantier, les nodules des latérites sont brisés entraînant une augmentation des éléments fins et une réduction des grosses particules.

Au cours de nos travaux, nous avons étudié ces instabilités par des essais de compactage proctor suivis de granulométrie (indice de dureté) et des essais C B R à différentes durées d'imbibition.

Les résultats obtenus nous montrent une détérioration des matériaux sous des énergie de compactage faibles. Mais ces dégradations ont tendance à se stabiliser rapidement.

Les essais de compactage proctor sont assez reproductibles, pendant que les résultats des essais de dureté demeurent grandement liés aux résultats des analyses granulométriques.

3.3.2.1 Essai proctor

Cet essai est l'un des plus anciens utilisé pour obtenir une relation entre la densité sèche et la teneur en eau pour un degré de compactage donné. Ceci permet de déterminer la teneur en eau optimum pour un compactage plus efficace et d'évaluer la densité sèche maximum.

Les graveleux latéritiques étant des matériaux évolutifs se dégradants sous des faibles énergies de compactage comme nous l'avons indiqué plus haut, nous avons utilisé l'essai proctor afin d'étudier l'instabilité mécanique de ce sol.

En 1983, Malomo et al. au Nigeria concluaient que l'effet de recomprimer un échantillon de latérite plusieurs fois n'affecte pas les résultats de l'essai proctor.

Au cours de cette étude, nous avons soumis un même échantillon de latérite à deux types d'essais proctor.

Le premier consiste à compacter le même échantillon de sol cinq (5) fois en vue de déterminer la densité sèche maximum et la teneur en eau optimum (méthode ASTM D698 et D1557) et le second consiste à renouveler l'échantillon pour chaque point de compactage. Notons que ce dernier mode d'essai est le plus utilisé en Afrique pour les matériaux latéritiques à cause de leur caractère évolutif.

Il en ressort de nos études qu'il n'y pas un grand écart entre les résultats de l'essai à échantillon renouvelé et l'essai où l'échantillon n'est pas renouvelé. Les résultats présentés au tableau 3.8 et à la figure 3.6 confirment bien ces observations ainsi que les figures AI.2, AI.3, AI.4, AI.7, AI.8, AI.9, AI.10 en annexe I.

Au PK.3 les valeurs des densités sèche varient de :

- 2.05 à 2.16 t/m³, échantillon non renouvelé
- 2.02 à 2.14 t/m³, échantillon renouvelé.

Au PK.27 elles varient de :

- 2.02 à 2.09 t/m³, échantillon non renouvelé
- 2.01 à 2.07 t/m³, échantillon renouvelé.

Au niveau des teneurs en optimum les variations sont plus importantes.

Au PK.3 elles varient de:

- 8.8 à 10.5 % échantillon non renouvelé
- 10.4 à 11.2 % échantillon renouvelé.

Au PK.27 elles varient de:

- 9.5 à 11.5 % échantillon non renouvelé
- 8.7 à 11.8 % échantillon renouvelé.

De ces résultats nous pouvons conclure que le renouvellement ou pas de l'échantillon n'a qu'une faible influence sur les valeurs des densités sèches obtenues.

En plus la variation de ces valeurs au sein d'une même carrière est aussi faible malgré les écarts assez importants des teneurs en eau optimum. Ces variations des teneurs en eau optimum

Tableau 3.8 Analyse de résultats des essais proctor

	échant	1	2	3	4	moy.	s.	c.v en %
PK 3 compactage A	γ_d en t/m ³	2.16	2.07	2.05	2.09	2.09	0.48	2.30
	ω_{opt}	8.8	10.3	10.5	9.4	9.8	0.79	8.1
PK.3 compactage B	γ_d en t/m ³	2.14	2.04	2.07	2.05	2.08	0.45	2.20
	ω_{opt}	10.4	10.8	11.2	10.6	10.8	0.34	3.10
PK.27 compactage A	γ_d en t/m ³	2.09	2.06	2.09	2.02	2.07	0.33	1.60
	ω_{opt}	9.5	10.5	10.0	11.4	10.4	0.81	7.80
PK.27 compactage B	γ_d en t/m ³	2.07	2.05	2.04	2.01	2.04	0.25	1.20
	ω_{opt}	8.7	10.3	9.2	11.8	10.0	1.37	13.7

N.B

- Compactage A = Compactage proctor ou les 5 points de compactage sont réalisés sur un même échantillon
- Compactage B = Compactage proctor ou chaque point de compactage est réalisé sur échantillon renouvelé
- moy. = moyenne
- s. = écart type
- c.v. = coefficient de variation en %.

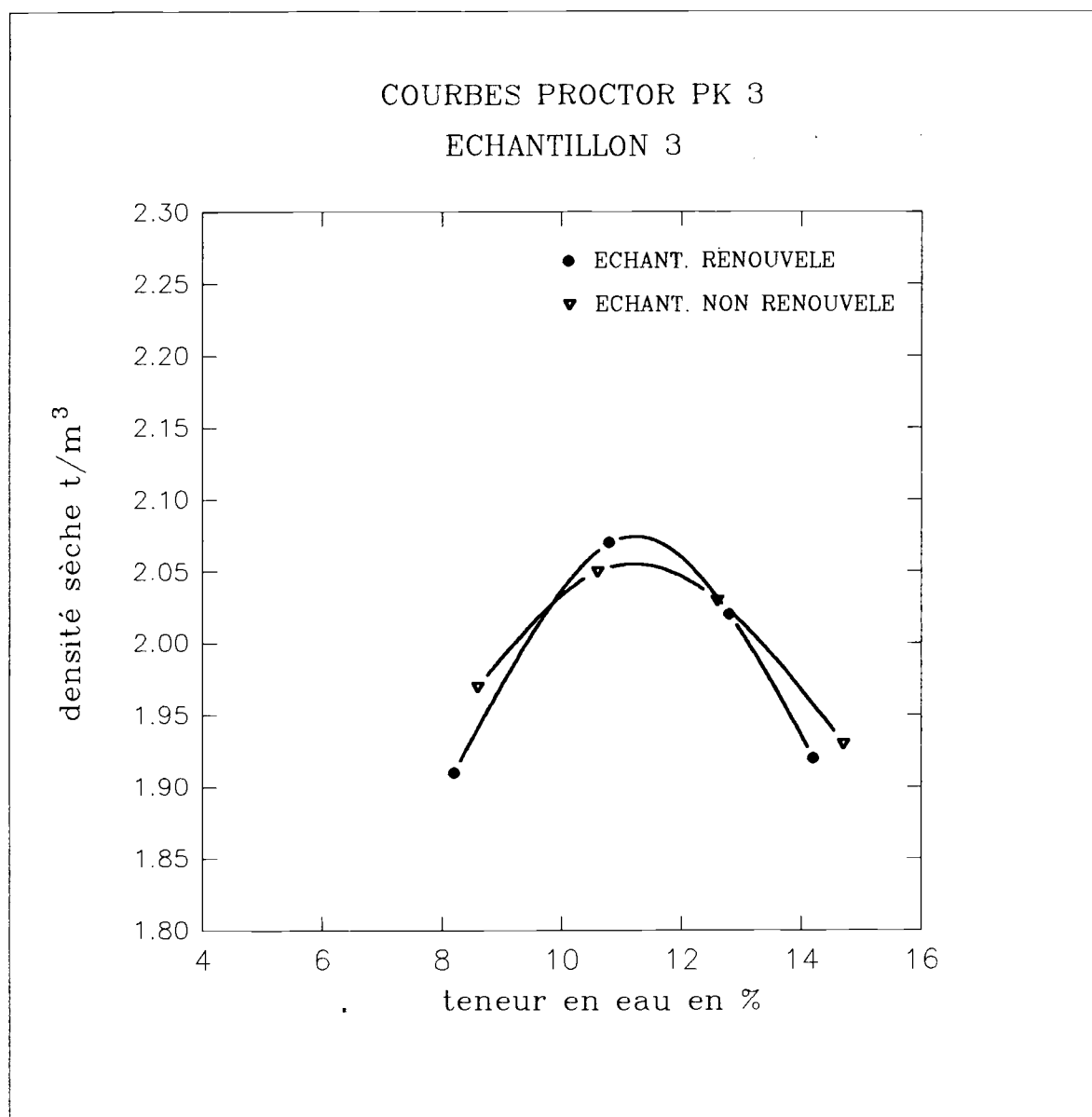


figure 3.6. Courbes proctor des échantillons compactés avec et sans renouvellement de matériau

peuvent être justifiées par la nature même de ces matériaux qui ont une grande plage de teneur en eau optimum due à l'absorption d'eau par certains éléments. La figure 3.7 nous donne les variations des teneurs en eau et des densités sèches observées, ainsi que les figures AI.1, AI.5, AI.6 en annexe I.

Cette étude nous permet de conclure que les essais proctor sur les graveleux latéritiques du sahel sont assez reproductibles.

Cette constatation que la densité sèche maximum demeure inchangée pour un essai à échantillon renouvelé et non renouvelé, peut s'expliquer par le fait que l'étape de broyage consomme une portion très faible de l'énergie de compactage, et qu'après cette étape l'échantillon n'évolue pratiquement pas. Les courbes granulométriques après compactage présentées en figure 3.8 et les figures AI.15, AI.16 en annexe I démontrent assez bien ce constat, car, presque toutes ces courbes après compactage sont regroupés au même niveau.

Compte tenu de leur assez bonne reproductibilité, les essais proctor peuvent être utilisés pour la classification des latérites.

Mais cependant, comme les autres essais analysés précédemment, cet essai ne permet pas non plus de différencier les matériaux qui se sont mal ou bien comportés sur les routes non revêtues.

3.3.2.2 Essai de dureté

Les chercheurs dans le domaine des sols résiduels ont vite constaté que ces genres de sols se dégradent rapidement sous un effort mécanique faible. Ce constat les a amené à s'intéresser à la

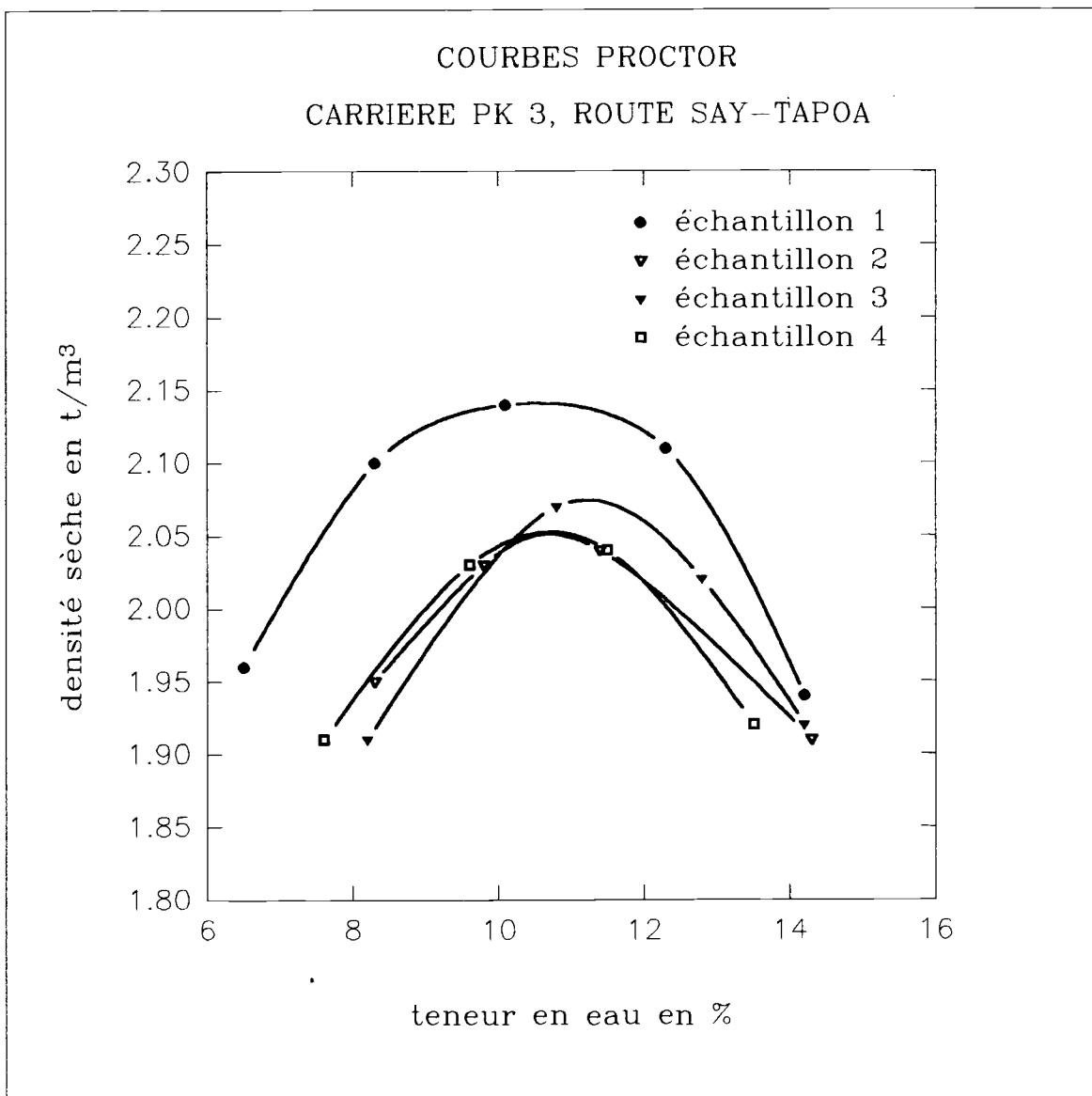


figure 3.7. Courbes proctor sur quatre échantillons
d'une même carrière

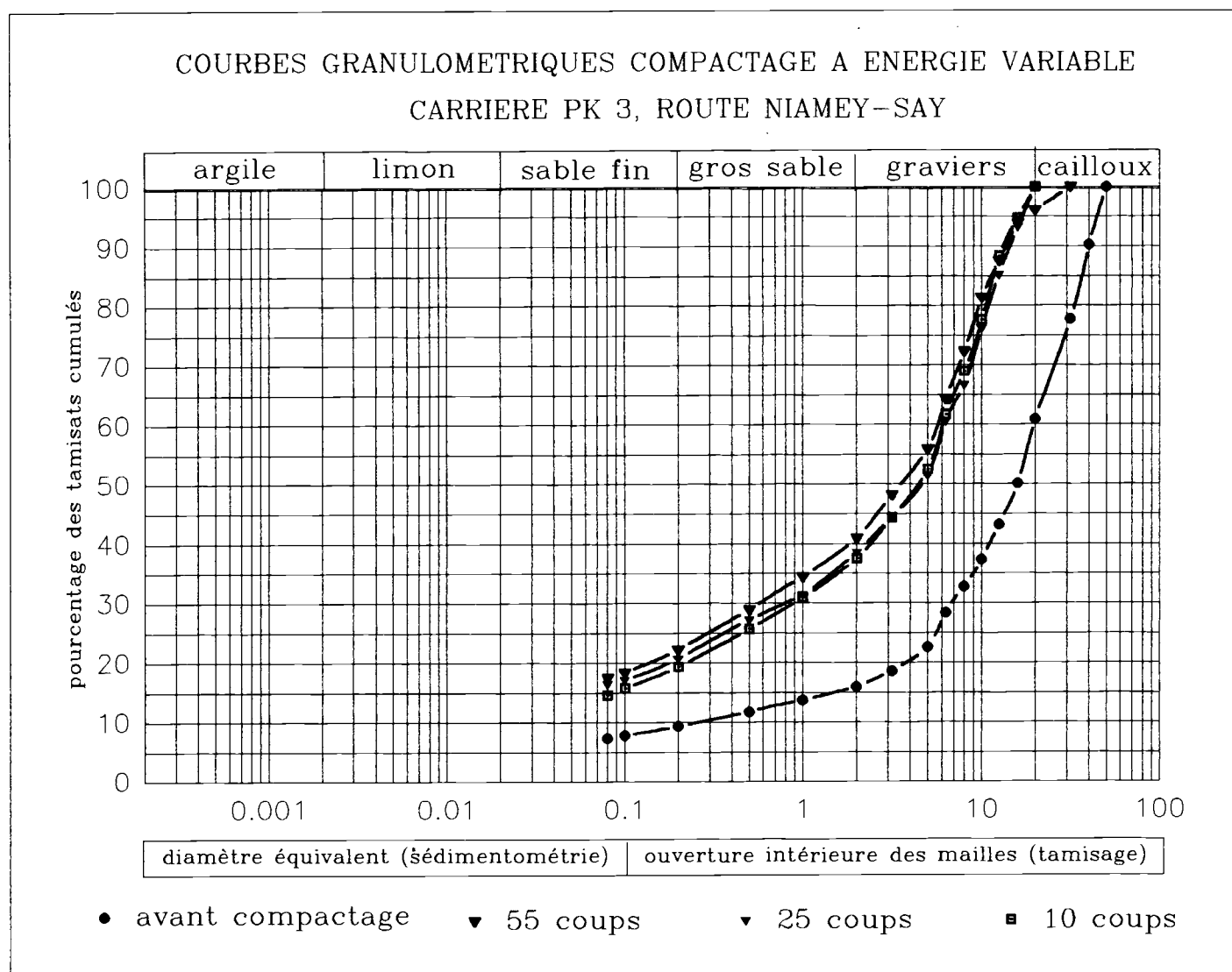


figure 3.8. Courbes granulométriques avant et après compactage à énergie variable.

dureté des nodules contenus dans ces sols.

Plusieurs méthodes sont utilisées pour étudier la dureté des nodules, notamment l'essai Los Angeles, "l'agregat impact value", le test d'absorption de l'eau, etc... .

Novais-Ferreira et Correia (1965) définissaient un indice de dureté appelé "hardness index" à partir de l'essai d'abrasion Los Angeles. L'essai consiste à déterminer le module granulométrique avant et après l'essai. L'indice de dureté correspond au rapport du module avant essai sur le module après essai.

Le module granulométrique M_g est défini comme la somme des passant aux tamis de 1" (25mm) - 3/4" (19mm) - 1/2" (12.5mm) - 3/8" (10mm) - No 4 (5mm) - No 10 (0.80mm) - No 40 (0.40mm) - No 200 (0.080mm)

$$I_{HC} = \frac{M_g(\text{avant})}{M_g(\text{après})}$$

Dans le but de se rapprocher du traitement subi par l'échantillon en place, d'autres chercheurs ont essayé de déterminer l'indice de dureté à partir de l'essai de compactage en laboratoire. L'indice de dureté étant le rapport des modules granulométriques avant et après compactage.

Sur les carrières étudiées au Mali comme au Niger, nous avons déterminé les différents indices de dureté à partir de l'essai de compactage. Ces résultats sont présentés au tableau 3.9.

Nous avons remarqué que sur toutes les carrières étudiées les résultats ne sont pas homogènes. Ceci peut être dû à l'hétérogénéité au sein même des carrières et au fait que les

Tableau 3.9 Indice de dureté sur les matériaux prélevés
 Au Niger: route Say -Tapoa, PK 3 et PK 27
 Au Mali : routes Bamko-Kangaba, PK 18 et PK 51 et
 Kati-Kolokani, PK 25 et PK 33

		1	2	3	4
PK 3, NIGER	IHC	0.77	0.69	0.56	0.79
PK 27, NIGER	IHC	0.88	0.62	0.90	0.81
ECHANT. MALI	IHC	0.75	0.82	0.74	0.89

N.B Pour les échantillons du MALI :

- Le No 1 correspond au PK 18, tronçon avec tôle ondulée
- Le No 2 correspond au PK 51, tronçon sans tôle ondulée
- Le No 3 coresspond au PK 25, tronçon sans tôle ondulée
- Le No 4 correspond au PK 33, tronçon avec tôle ondulée

Pour les échantillons du Niger:

- Le PK 3 correspond au tronçon avec tôle ondulée
- Le PK 27 correspond au tronçon sans tôle ondulée

résultats de cet essai est grandement lié à celui de l'analyse granulométrique.

Sur les carrières étudiées au Niger les résultats varient de:

- 0.56 à 0.79 au PK.3
- 0.62 à 0.90 au PK.27

En général plus le matériau contient des nodules durs plus l'indice de dureté est élevé. D'après les études effectuées aucun seuil d'acceptabilité n'a été défini, sauf celui déterminé par Novais-Ferreira à partir de l'essai d'abrasion Los Angeles qui est de 0.80.

Une meilleure étude de cet essai, pourra permettre de mieux caractériser les graveleux latéritiques, surtout ceux utilisés pour la construction des routes revêtues.

Des essais de compactage à énergie variable (5 couches avec la dame de 4.5 kg: 55, 25 et 10 coups par couches) ont été réalisés sur certains matériaux latéritiques. Les résultats sont représentés au tableau 3.10.

Nous avons constaté que les résultats obtenus sont très peu variables. Ceci démontrent que les matériaux latéritiques se dégradent sous faible énergie de compactage. Mais en plus cet essai confirme qu'après les premières dégradations, le matériau évolue très peu. Ce qui justifie les valeurs des indices de dureté très proche à 55, 25 et 10 coups par couches. Ces résultats sont donnés sur la figure 3.9.

Tableau 3.10 Indice de dureté à énergie variable
Carrières PK 3, Aéroport 1 et Aéroport 2, Niger

	Carrière PK 3	Carrière Aéroport 1	Carrière Aéroport 2
Indice de dureté à 10 coups	0.75	0.89	0.64
Indice de dureté à 25 coups	0.74	0.90	0.62
Indice de dureté à 55 coups	0.71	0.84	0.63

3.3.2.3 Essai C B R

L'essai C B R (Californian Bearing Ratio) est l'essai le plus utilisé pour déterminer la portance des sols. Il est aussi utilisé pour le dimensionnement des couches de chaussée.

C'est un essai empirique qui exprime en pourcentage les rapports des pressions produisant un enfoncement donné dans un sol compacté et testé au laboratoire et un matériau standard.

La valeur du C B R obtenu pour 95% ou 98% de la densité sèche maximale à l'optimum proctor modifié et après 4 jours d'imbibition est la référence de base de la portance d'un sol prise en compte pour le dimensionnement des chaussées.

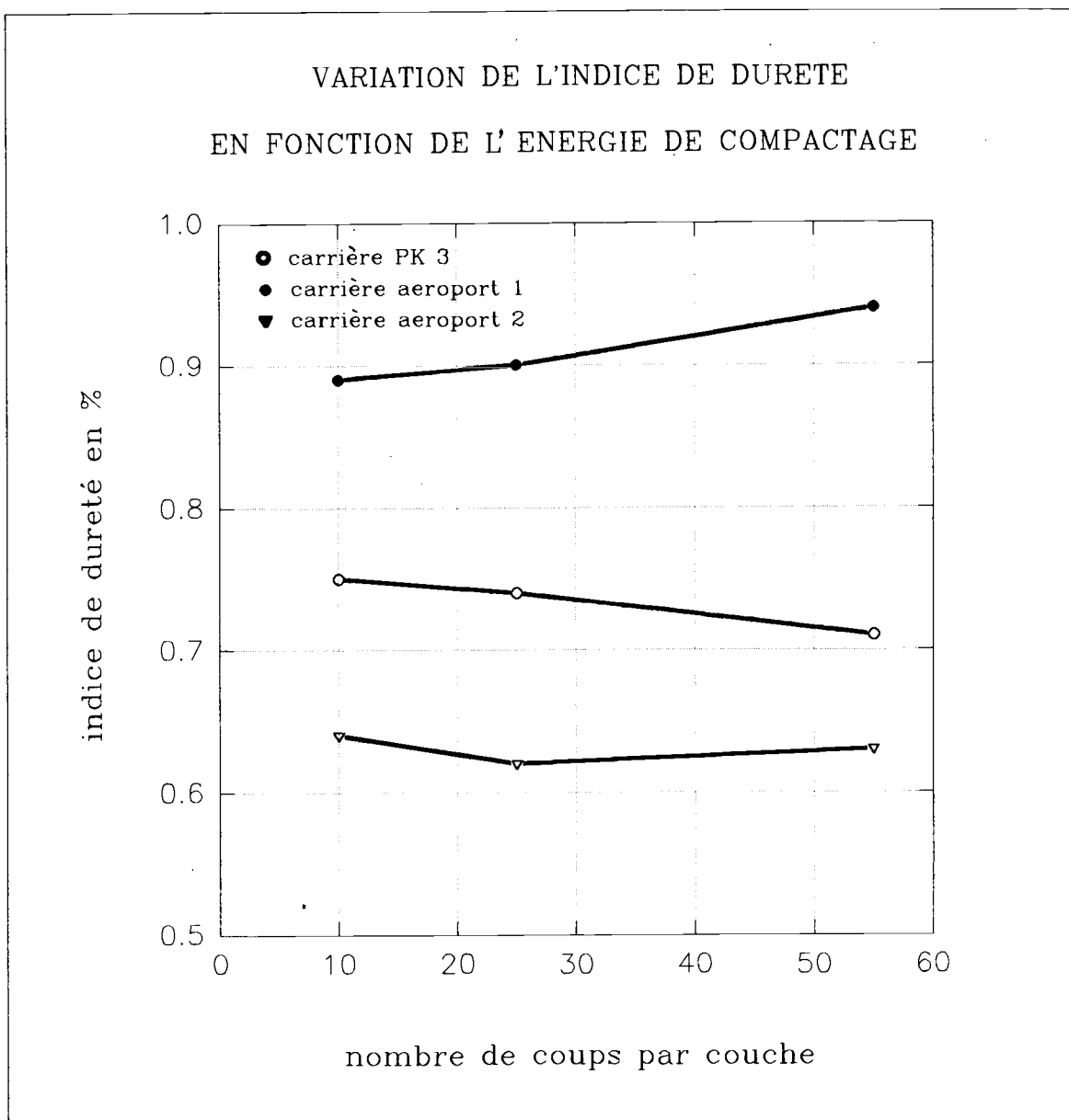


figure 3.9. Variation de l'indice de dureté en fonction de l'énergie de compactage.

Le principe de cet essai donne lieu à plusieurs critiques notamment:

- la dispersion des résultats qui peut être de l'ordre de 30% dans un même laboratoire
- la durée d'imbibition qui est pénalisante ou insuffisante selon les régions.

Les résultats obtenus lors des études au Niger et au Mali présentés au tableau 3.11 nous montrent que ceux-ci ne sont pas homogènes.

Au PK 3 les résultats varient de:

- 62 à 92 à 0 heure d'imbibition;
- 34 à 44 à 96 heures d'imbibition.

Au PK 27 les résultats varient de:

- 108 à 142 à 0 heure d'imbibition;
- 46 à 86 à 96 heures d'imbibition.

Pour une même carrière la variation est de l'ordre de 25 à 59%. Ceci dénote la grande dispersion des résultats de cet essai.

La variation entre le C B R à 0 heure et celui à 96 heures est de l'ordre de 44%.

Si pour tous les matériaux du Mali le C B R à 96 heures est acceptable (> 80%), pour les matériaux du Niger le choix du C B R à 96 heures rendrait inacceptable tous ces sols comme couche de chaussée bien qu'ils présentent un bon comportement sur le terrain.

Au cours de l'étude, les teneurs en eau mesurées sur le terrain sont très faibles. Au Niger, elles varient de 0.8 à 2% au

**Tableau 3.11 Résultats de essais C B R
effectués au Mali et au Niger**

	C B R à 98%	échant. 1	échant. 2	échant 3	échant 4	moy.
carrière PK 3	à 0 h	68	64	92	62	72
	à 96 h	42	40	34	44	40
carrière PK 27	à 0 h	108	142	112	122	121
	à 96 h	78	60	86	46	68
échant. du Mali	à 96 h	140	120	92	125	-

N.B pour les échantillons du Mali

- échant. 1 correspond au PK 18, tronçon avec tôle ondulée
- échant. 2 correspond au PK 51, tronçon sans tôle ondulée
- échant. 3 correspond au PK 25, tronçon sans tôle ondulée
- échant. 4 correspond au PK 33, tronçon avec tôle ondulée

- C B R à 98% = C B R à 98% de la densité sèche maximale
- C B R à 0 h = C B R à 0 heure d'imbibition
- C B R à 96 h = C B R à 96 heures d'imbibition

mois de Décembre, de 1.7 à 2.6% au mois d'Octobre et au Mali de 3.1 à 6.3% au mois de Juin.

Ceci démontrent qu'en général la teneur en eau ne dépassent pas la teneur en eau optimum des matériaux qui demeure pratiquement supérieure à 7% dans la plupart des cas.

En général le franchissement des cours d'eau est toujours pourvu d'un radier, ce qui évite au matériau d'être submergé. De plus, durant la saison des pluies il existe des barrières de pluie empêchant la circulation avant que la chaussée soit un peu sèche.

Toutes ces raisons nous amène à conclure que l'imbibition à 96 heures pour les régions du sahel qui ont des saisons sèches de plus de 8 mois, est très pénalisante et pas justifiée.

Il est évident qu'en adoptant l'imbibition à 96 heures on est du côté de la sécurité, mais le rejet de certaines carrières proches du tracé pour ces raisons augmente le coût de la route. En même temps nous devons penser à l'utilisation rationnelle des graveleux latéritiques, car la durée de leur formation est très longue et nécessite une pluviométrie assez abondante, ce qui n'est pas le cas aujourd'hui dans les pays du sahel.

Une autre raison aussi non moins importante, est qu'en général les valeurs du C B R déterminées au laboratoire pour accepter ou rejeter un matériau ne sont pas réalistes, car en laboratoire, les résultats obtenus sont pour des matériaux passants au tamis de 20mm. Sur le terrain, le sol contient en général beaucoup d'éléments supérieurs à 20mm, ce qui permet d'améliorer la portance.

De ce fait le C B R in situ est le meilleur moyen pour caractériser le matériau, si l'essai est réalisé dans des conditions acceptables.

Il se dégage de toutes ces remarques qu'il n'y a pas nécessité, dans les pays du sahel, d'adopter un C B R à 96 heures d'imbibition pour évaluer les graveleux latéritiques. Un C B R à 0 heure ou 24 heures est largement suffisant comme l'ont adopté le Nigeria et le Ghana (Gidigas, 1970).

Enfin nous avons constaté que dans le cas des routes non revêtues, un bon C B R ne justifie pas un bon comportement du matériau sur le terrain. Par exemple sur les tronçons étudiés au Mali, les meilleures C B R sont obtenus pour les tronçons qui se sont mal comportés.

Le C B R ne permet pas le choix d'un bon ou mauvais matériau, dans le cas des routes non revêtues, si on se base sur des critères tels le minimum de perte en matériau ou la faible formation de tôle ondulée.

3.3.3 Classification géotechniques des sols latéritiques

Le but d'une classification géotechnique est de permettre à partir des constatations de terrain et d'essais simples, de prévoir le comportement mécanique d'un matériau. Elle indique pour chaque sol la portance à laquelle on peut s'attendre.

En général les classifications communément utilisées en génie civil et particulièrement en géotechnique sont basées sur la distribution des grains (granulométrie) et la plasticité (limites

d'Atterberg).

Ces classifications utilisées pour les matériaux des zones tempérées (matériaux à granularité stable), s'avèrent inefficaces pour les sols résiduels. Les plus utilisées étant les classifications USCS et AASHTO (HRB).

Ceci est justifié par le fait que les essais classiques utilisés pour ces classifications s'adaptent mal à ces genre de sols.

Au cours de notre étude, nous avons constaté que presque tous les matériaux sont contenus dans une même classe, notamment A2-4 pour la classification AASHTO et GC pour l'USCS.

Il est évident que si les essais d'identification n'arrivent pas à déceler la différence entre un bon et un mauvais matériau, les classifications basées fondamentalement sur ces essais ne peuvent le faire.

Afin de pouvoir appliquer ces classifications sur les sols résiduels, il est nécessaire de les affiner en rajoutant d'autres facteurs tel la dureté des nodules, la texture, le caractère génétique ou le comportement des fines contenues dans le matériau.

Ceci surtout dans le but de pouvoir déceler les matériaux qui sont moins susceptibles aux phénomènes de perte en matériau et de la tôle ondulée.

Plusieurs classifications des sols latéritiques ont été proposées au cour de différentes études, mais aucune n'a rencontré un consensus universel.

Ce problème est le cas de toutes les classifications, mais

dans le cas des sols latéritiques, il se trouve plus accentué à cause de la différence de ces sols selon leur zone de formation et leur comportement selon la zone d'utilisation. De ce fait il ne peut y avoir de classification universelle. D'où la nécessité de mettre au point des classifications régionales en tenant des conditions climatiques et topographiques.

3.3.4 Conclusion

A partir de cette première phase de l'étude, les constats suivants peuvent être faits. L'étude du comportement des latérites sur le terrain et en laboratoire à partir des essais classiques ne nous permet pas de faire la différence entre les matériaux qui se sont mal ou bien comportés sur la route. Mais nous avons observé qu'en général, les matériaux ayant les meilleures caractéristiques géotechniques sont les plus susceptibles au phénomène de la tôle ondulée et de perte en matériaux. Ces matériaux sont caractérisés par une faible dégradation sous le trafic, une bonne compacité en place et un bon CBR..

Ceci nous amène à conclure que sur la route en terre, ce n'est pas les matériaux qui ont les meilleures caractéristiques géotechniques qui sont les moins susceptibles à la perte en matériaux et au phénomène de la tôle ondulée. Cette observation est très importante car de tout temps, sur les routes non revêtues et revêtues, les mêmes critères de sélection ont été utilisés. Les matériaux ayant les meilleures caractéristiques géotechniques sont automatiquement retenus pour la construction des routes.

Du fait que les essais classiques ne sont pas en mesure de différentier les deux types de matériaux, d'autres études complémentaires sont nécessaires afin de pouvoir distinguer les matériaux qui se comportent bien sur la route non revêtue, de ceux qui se comportent mal. C'est ainsi que nous avons mené d'autres études du comportement des latérites en laboratoire. Dans un premier temps, nous avons effectué des essais de stabilisation au ciment afin de vérifier si un léger apport en ciment pourra nous permettre d'améliorer les caractéristiques géotechniques des latérites et d'augmenter leur cohésion et leur durabilité. Ensuite d'autres essais tel l'essai de résistance maximale à la compression sèche (MDCS ou essai des Australiens) ont été effectués en vue d'étudier la cohésion des latérites une fois séchées. Des essais d'analyses chimiques ont été aussi effectués en vue d'évaluer le pourcentage des principaux éléments (silicates SiO_2 et sesquioxydes $\text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{Al}_2\text{O}_3$) contenus dans les latérites, ceci, toujours dans le but de pouvoir déterminer des facteurs qui peuvent nous permettre de différentier les matériaux qui se sont mal ou bien comportés sur la route non revêtue.

CHAPITRE 4

AUTRES ETUDES EN LABORATOIRE DU COMPORTEMENT DES LATERITES

4.1 Graveleux latéritiques traités au ciment

4.1.1 Introduction

Lorsqu'un matériau présente une stabilité mécanique insuffisante ou une faible résistance à l'eau, on lui ajoute alors un stabilisant pour accroître ses propriétés. Le traitement au ciment est la stabilisation la plus couramment utilisée dans le domaine de la construction routière.

C'est ainsi, compte tenu de la croissance du trafic dans les pays en développement et de la portance faible des sols latéritiques, on a tendance de plus en plus à les stabiliser en vue de leur utilisation pour la construction des voies revêtues à grande circulation. Cette stabilisation permet en même temps d'augmenter la durabilité du matériau.

En général on parle de sol amélioré au ciment pour les pourcentages en ciment compris entre 2% et 3%, de sol stabilisé pour les pourcentages inférieurs à 10% et supérieurs ou égal à 4% et, de sol-ciment pour des pourcentages de 10 à 12%. L'objectif principal étant d'augmenter la résistance et la durabilité du matériau.

Parfois les ingénieurs ont recours au surdimensionnement afin d'augmenter la durabilité du matériau, mais il est démontré de loin qu'un matériau stabilisé a une plus grande durabilité que celui non

stabilisé (Ingles et Metcalf, 1973).

4.1.2 Quelques caractéristiques des latérites traitées au ciment

4.1.2.1 Choix du dosage

Pour certains auteurs, le choix du pourcentage du ciment à rajouter doit être tel que la résistance à la compression simple du sol préparé au laboratoire doit être supérieure à 1750 kPa après 7 jours de mûrissement. Selon l'importance de la chaussée, ce taux peut être réduit à 1250 kPa ou augmenter à 2000 ou 2500 kPa (ISTED, 1990).

D'autres par contre proposent de faire des essais à différents pourcentage de ciment et à des densités et des teneurs en eau variables, afin d'examiner l'influence des différents facteurs.

Concernant les caractéristiques du matériau à stabiliser, il ne faut pas que la plus grande dimension des grains dépasse 80 mm ou le tiers de l'épaisseur de la couche à compacter. En général, il est recommandé que la dimension maximum des grains ne dépasse pas 20 mm, ceci afin d'obtenir une bonne finition de surface. La limitation du pourcentage d'éléments inférieurs à 0.080 mm à pas plus que 50%, de la limite de liquidité à un maximum de 50% et l'indice de plasticité à 18% sont des conditions nécessaires pour l'obtention d'une bonne stabilisation du sol (Ingles et Metcalf, 1973).

4.1.2.2 Quelques critères de durabilité

Les essais les plus connus pour mesurer la résistance et la durabilité des sols stabilisés sont:

- l'essai de résistance à la compression simple
- l'essai de portance C.B.R.
- les cycles mouillage-séchage

le tableau 4.1 donne quelques critères d'utilisation des sols ciment. Le critère britannique de durabilité exige que

$$Ra = \frac{Rc'}{Rc_{28}} * 100 > 75\%$$

Ra = indice d'utilisation (à vérifier)

Rc' = résistance à la compression simple après 7 jours d'immersion

Rc₂₈ = résistance à la compression simple à sec

4.1.2.3 Remarques générales

Le principal problème des routes stabilisées se trouve au niveau de la mise en place des matériaux. Une mauvaise répartition du stabilisant ou un mauvais compactage peuvent réduire énormément la portance de la couche.

Il a été démontré en laboratoire que les différentes méthodes de mûrissement influent sur la résistance du sol stabilisé. C'est ainsi qu'un séchage à forte température accroît le taux de gain en résistance (figure 4.1). Mais s'il est excessif, ce gain de

Tableau 4.1 Critères de résistance des sols-ciment (Ingles et Metcalf, 1973).

Utilisation	Rc' à 7 jours	Rc' à 7 jours	C B R	Gonfle- ment	Perte en poids
	en bars	en kPa		en %	en %
Couches de fondation de route, remblai des tranchées	3.5 à 10.5	350 à 1050	20 à 80	2	7
Couche de fondation et de base des routes à faible trafic	7 à 14	700 à 1400	50 à 150	2	10
Couche de base pour trafic lourd	14 à 56	1400 à 5600	200 à 600	2	14

N.B: perte en poids = perte en poids après cycle mouillage séchage

résistance peut être suivi de fissuration surtout dans le cas des sols argileux (Ingles et Metcalf, 1973).

D'après plusieurs chercheurs, la détérioration des routes stabilisées est causée par des forces de tension qui représente environ 20% de la résistance à la compression simple à l'optimum proctor. En général, une résistance à la compression supérieure à 7500 kPa transforme le comportement du sol traité et le fait

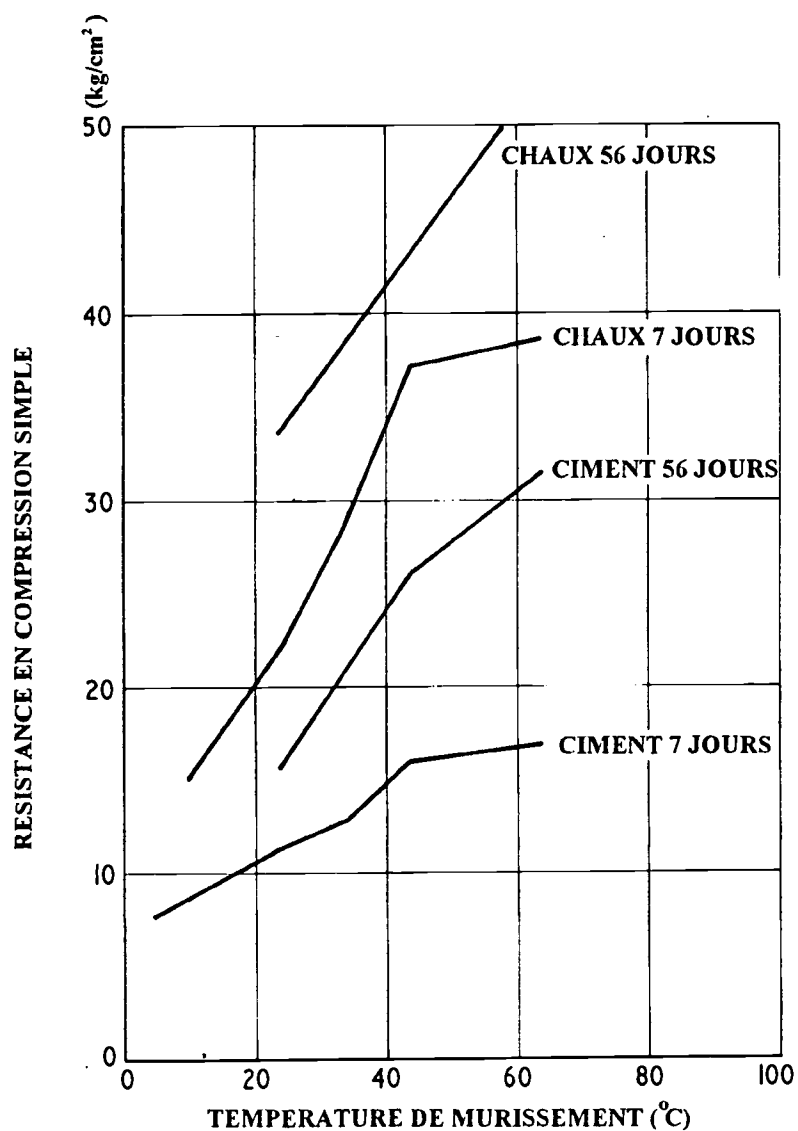


Figure 4.1 Influence de la température de mûrissement sur la résistance en compression simple (Ingles et Metcalf, 1973).

travailler comme un dalle en béton. Ceci n'est pas conforme au fonctionnement des chaussées souples, d'où le développement d'une multitudes de microfissures engendrant la rupture de la chaussée.

4.1.3 Stabilisation au ciment

En vue de mesurer l'effet d'un apport en stabilisant sur nos matériaux nous avons procédé à une stabilisation au ciment. Très peu d'expérience sur la stabilisation au ciment ont été fait dans le cadre d'études des routes en terre. Les différentes recherches sur ces genres de routes ont stipulées que la majeure partie des problèmes est due à une insuffisance de cohésion. Nous pensons qu'un apport en ciment pourra permettre d'améliorer la cohésion de ces matériaux et augmenter leur durabilité.

Pour des raisons économiques, un faible taux de 2% en ciment a été retenu pour cette étude. Des éprouvettes avec et sans stabilisant ont été confectionnées. Elles ont été soumis à différents procédés. de mûrissement avant d'être testées en compression simple.

Le but de ce chapitre est de présenter très brièvement les résultats obtenus et de faire de suggestions en vue d'une poursuite future des recherches dans ce domaine.

4.1.3.1 Appareillage

Afin de respecter l'élancement de deux qui est conseillé pour les éprouvettes soumises à des essais de compression simple, un

dispositif spécial a été mis au point.

Ce dispositif comprend:

- un moule de 347 mm de hauteur et 101,5 mm de diamètre
- une embase de 155 mm de diamètre
- un piston inférieur de 28 mm de hauteur
- un piston supérieur de 114,2 mm de hauteur (figure 4.2)

Les hauteurs des deux pistons ont été choisies de manière que lorsque les pistons sont complètement enfoncés, on obtient la hauteur voulue de l'éprouvette.

En plus de ce dispositif, d'autres matériels ont été utilisés pour la préparation des sols, le moulage, l'extraction et l'écrasement des éprouvettes. Il s'agit de:

- une presse de traction-compression de 50 tonnes pour le moulage ,
- une presse de compression simple de 10 tonnes pour les essais de compression,
- un dispositif de démoulage,
- deux balances,
- des petits matériels pour le malaxage et le pesage des matériaux.

4.1.3.2 Préparation des échantillons

Les échantillons testés proviennent des carrières situées au PK 31.4 et PK 63 sur la route Dembou-Farié au Niger. Cette route dont la construction avait pris fin en 1992, longe la zone de la rive droite du fleuve et dessert plusieurs aménagements

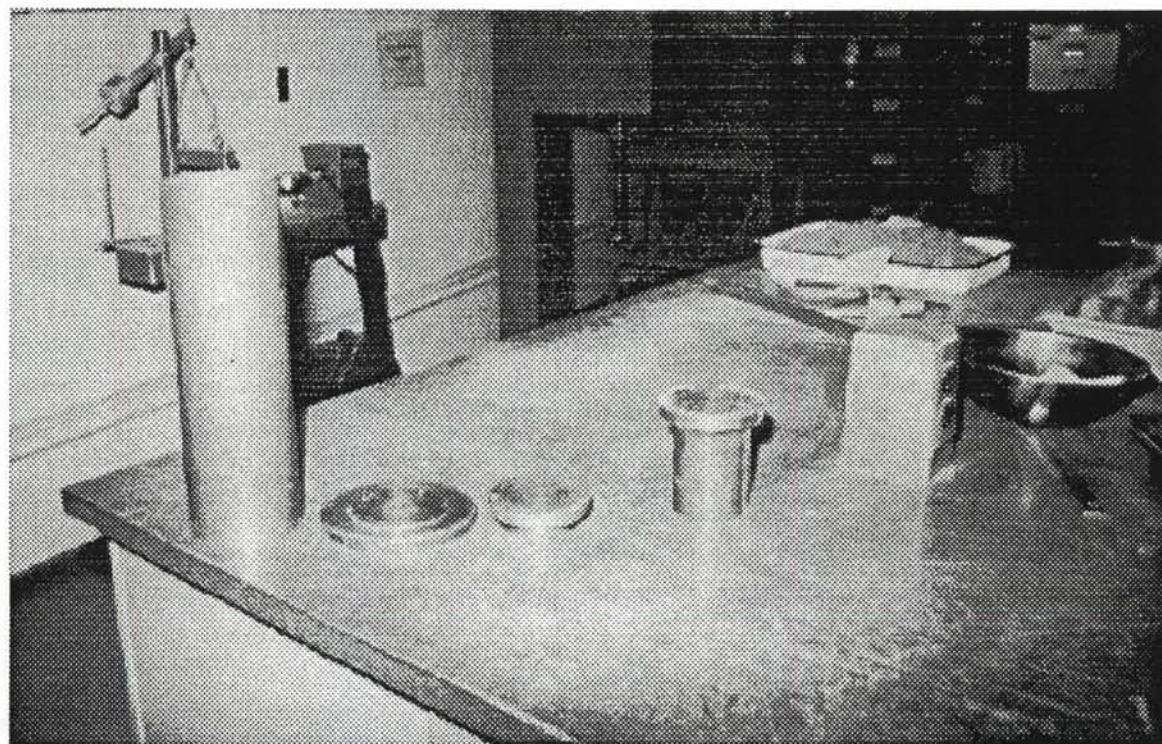
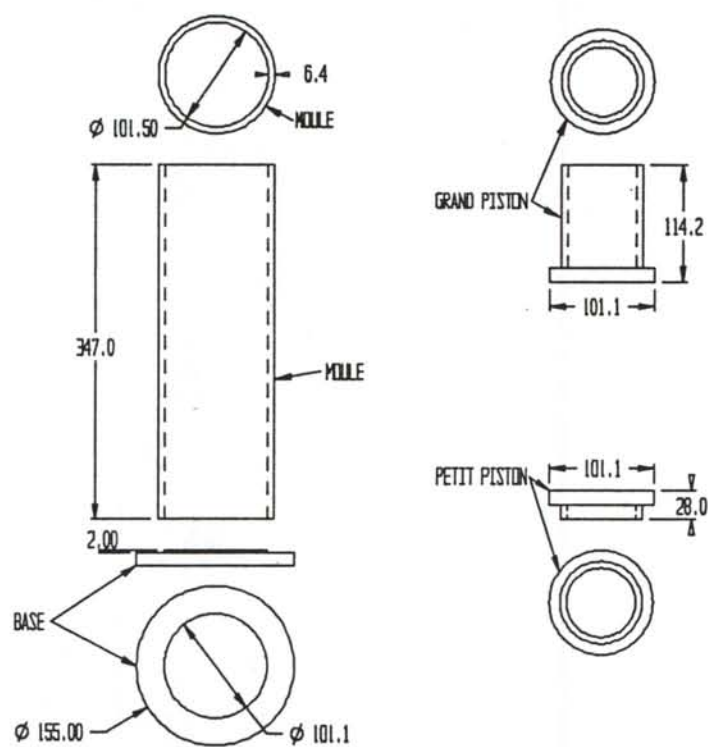


Figure 4.2 Dispositif de confection des éprouvettes.

hydroagricoles. Ces deux carrières ont été choisies l'une pour son bon comportement sur la chaussée, il s'agit de celle du PK 63, et l'autre pour son mauvais comportement, il s'agit de celle du PK 31.4.

Avant de confectionner les éprouvettes, les matériaux ont été soumis à des essais d'identification notamment des analyses granulométriques et des limites d'Atterberg. Des essais proctor modifié avec et sans ciment ont été réalisés afin de déterminer les densités sèches maximales et les teneurs en eau optimum. Ces essais nous ont permis de déterminer les quantités de matériaux nécessaire pour confectionner une éprouvette. Tous les essais sont réalisés sur les matériaux passant au tamis de 20 mm.

Les éprouvettes sont moulées à 98% de la densité sèche maximale. La quantité de matériaux nécessaire pour la confection d'un certain nombre d'éprouvettes est pesée et placée dans un bac. Avant d'ajouter les 2% de ciment, nous procédons à une légère humidification du matériau afin d'éviter le dégagement de la poussière et de réduire la perte en ciment. Ensuite après incorporation du stabilisant, on procède à l'homogénéisation de l'ensemble du matériau.

Enfin l'humidification du sol est ensuite réalisée jusqu'à la teneur en eau optimum. L'ensemble est laissé pour imbibition pendant environ 30 minutes.

4.1.3.3 Confection et mûrissement des éprouvettes.

4.1.3.3.1 Confection des éprouvettes

- La quantité de matériau humide nécessaire pour obtenir 98% de la densité sèche maximale est pesée et ensuite placée dans le moule en cinq couches successives. Chaque couche est légèrement piquetée avec une tige métallique afin d'assurer une bonne mise en place du matériau.

- L'embase du moule est ensuite enlevée, et on procède à la mise en place des deux pistons.

- L'ensemble du dispositif est placé sous la presse de 50 tonnes afin de procéder au moulage de l'éprouvette. La force de pression exercée est en général de l'ordre de 120 à 130 kN, ce qui correspond à une pression de 15 à 16 MPa (figure 4.3).

- Enfin on procède au démoulage de l'éprouvette à l'aide d'un dispositif de démoulage hydraulique.

Les éprouvettes démoulées sont ensuite conservées soit au four à une température d'environ 35°C afin de simuler les conditions naturelles en Afrique, soit placées dans une chambre humide afin de permettre l'hydratation du ciment.

Chacun des échantillons de sols en provenance des carrières du PK 31.4 et du PK 63 de la route Dembou-Farié au Niger, nous a servi à confectionner 8 éprouvettes stabilisées à 2% de ciment. Ensuite nous avons confectionné 8 éprouvettes sans ciment avec l'échantillon de la carrière du PK 63 afin d'apprécier l'apport du ciment sur la résistance à la compression simple. Deux autres

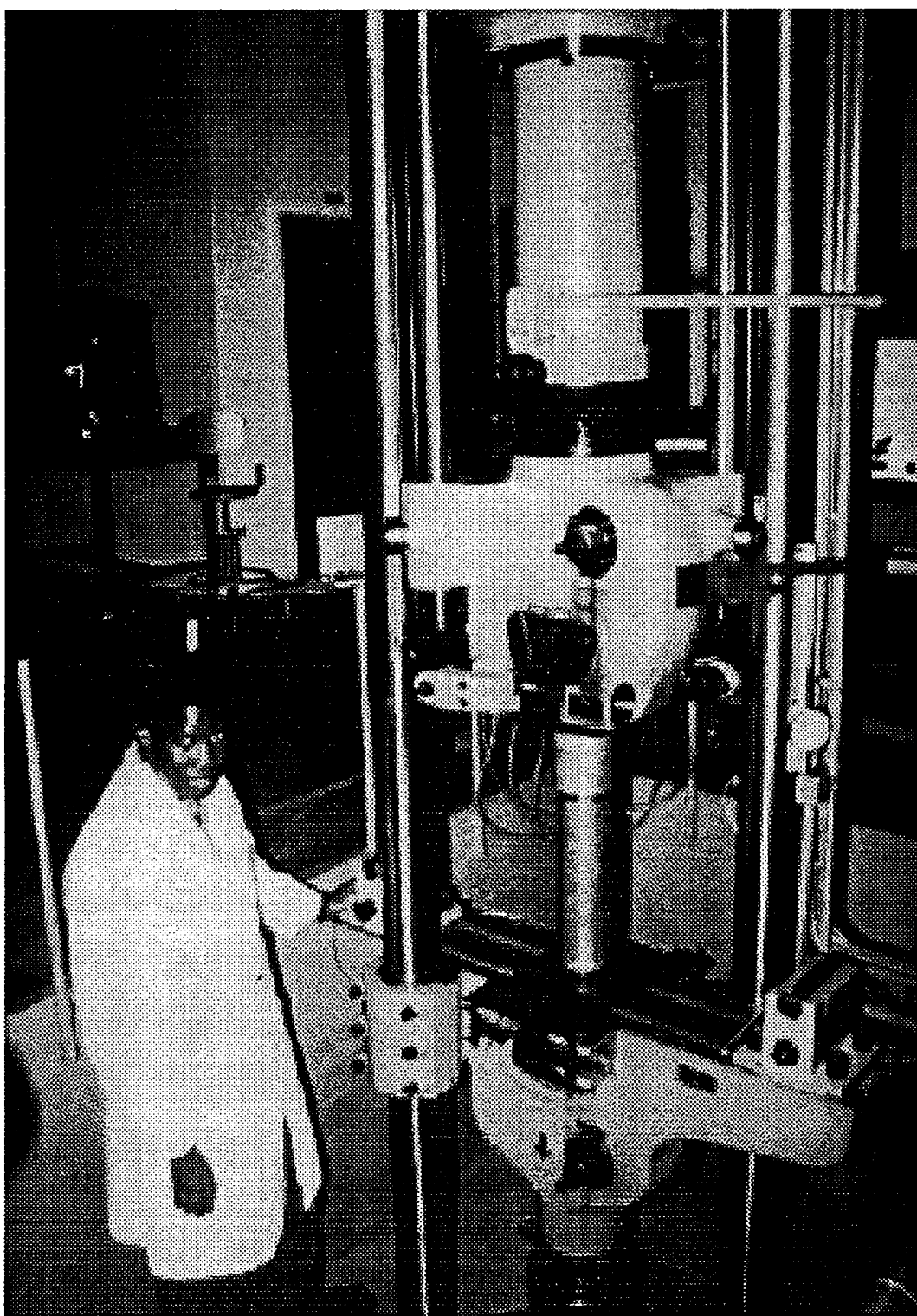


Figure 4.3 Dispositif de moulage des éprouvettes.

éprouvettes stabilisées à 2% de ciment ont été confectionnées afin de mesurer la résistance à la traction par l'essai Brésilien.

4.1.3.3.2 Mûrissement des éprouvettes.

Le mûrissement des éprouvettes est fait selon deux procédés comme nous l'avons indiqué plus haut. Les éprouvettes placées au four sont testées après 7 et 28 jours d'âge. Quand à celles conservées en chambre humide, elles sont retirées au bout de 7 jours et placées dans le four à 35°C durant 7 et 21 jours. Ces dernières sont testées à 14 et 28 jours d'âge.

Ces deux méthodes de mûrissement ont été spécifiquement choisies en vue de simuler les conditions de terrain où l'on serait amener à arroser la couche de chaussée, en vue de permettre une bonne hydratation du ciment et celle où on laisserait la chaussée sécher sans arrosage.

4.1.3.4 Compression des éprouvettes

Lorsque les éprouvettes ont atteint l'âge requis pour être testé, elles sont enlevées du four refroidies à la température ambiante de la salle (environ 21°C). Ensuite elles sont soumises à la compression simple grâce à un presse de 10 tonnes à une vitesse 0.66 mm/mn. (figure 4.4).

Le programme des essais de compression simple est donné par les tableaux 4.2 et 4.3.

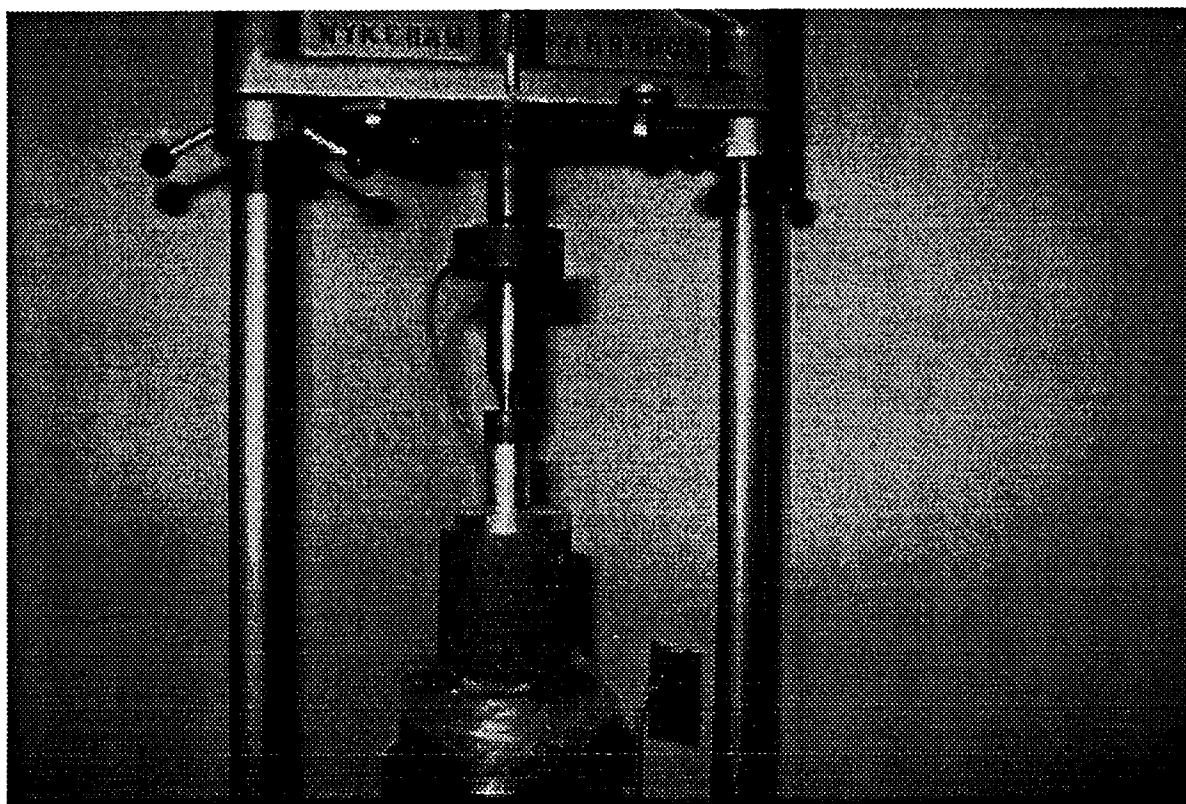


Figure 4.4 Dispositif de compression des éprouvettes.

4.1.3.4 Présentation et exploitation des résultats des essais

4.1.3.4.1 Présentation des résultats

Les matériaux stabilisés au ciment sont en général soumis à quatre types d'essais:

- l'essai C B R
- l'essai de compression simple
- l'essai de durabilité (cycle mouillage séchage)
- l'essai de traction

**Tableau 4.2 Programme d'essais de compression simple carrière
PK 63, route Dembou-Farié**

Mode de mûrissement	Mode de traitement	nombre	Date de confection	Date de compression
7 jours sec	+ 2% de ciment	2	2-02-93	9-02-93
7 jours humide + 7 jours sec	+ 2% de ciment	2	2-02-93	16-02-93
28 jours sec	+ 2% de ciment	2	2-02-93	2-03-93
7 jours humide + 21 jours sec	+ 2% de ciment	2	2-02-93	2-03-93
7 jours sec	sans ciment	2	3-02-93	10-02-93
7 jours humide	sans ciment	2	3-02-93	10-02-93
compression immédiate	sans ciment	2	8-02-93	8-02-93

**Tableau 4.3 Programme d'essais de compression simple carrière
PK 31.4, route Dembou-Farié**

Mode de mûrissement	Mode de traitement	nombre	Date de confection	Date de compression
7 jours sec	+ 2% de ciment	2	5-02-93	12-02-93
7 jours humide + 7 jours sec	+ 2% de ciment	2	5-02-93	19-02-93
7 jours humide + 21 jours sec	+ 2% de ciment	2	5-02-93	5-03-93

Le C B R minimum exigé après traitement est de 100 %. Quand à la résistance à la compression simple, elle doit être supérieure à 1750 kPa et celle en traction supérieure à 300 kPa (ISTED 1990).

La quantité de matériaux dont nous disposons ne nous a pas permis de réaliser l'ensemble des essais sur les deux carrières. Le plus grand nombre d'essais a été réalisé sur les matériaux de la carrière du PK 63 de la route Dembou-Farié. Il s'agit spécifiquement des essais compression simple et de traction.

Les résultats obtenus sont donnés aux tableaux 4.4 et 4.5

**Tableau 4.4 Résultats des essais de compression simple,
carrière PK 63, route Dembou-Farié**

Mode de mûrissement	nombre	Résistance en compression sans ciment en kPa	Résistance en compression + 2% ciment en kPa	Exigence minimum en kPa
compression immédiate	2	190	-	-
7 jours sec	2	1445	1930	1750
7 jours humide	2	1475	-	1750
7 jours humide + 7 jours sec	2		2450	-
28 jours sec	2	-	3575	-
7 jours humide + 21 jours sec	2	-	3800	-

**Tableau 4.5 Résultats des essais de compression simple
carrière PK 31.4, route Dembou-Farié**

Mode de mûrissement	nombre	résistance en compression + 2% ciment en kPa	exigence minimum en kPa
compression immédiate	2	750	-
7 jours sec	2	2275	1750
7 jours humide + 7 jours sec	2	3375	-
28 jours sec	2	4410	-
7 jours humide + 21 jours sec	2	4550	-

Les résultats des essais obtenus au niveau des deux carrières font ressortir que l'ajout du ciment a un effet positif sur la résistance en compression simple des éprouvettes. Le critère d'acceptabilité de résistance en compression simple de 1750 kPa après 7 jours de mûrissement est largement atteint par les éprouvettes stabilisées au ciment, tandis qu'elle ne l'est pas les

éprouvettes non stabilisées.

L'exigence d'une résistance minimum de 1750 kPa a été proposée pour les matériaux utilisés en couche de base des chaussées revêtues. Mais auparavant les chercheurs spécifiaient pour qu'un matériau ait une bonne résistance à la cohésion et résiste à l'agression de la circulation, il faut que sa résistance en compression simple soit d'au moins 1750 kPa (ISTED, 1990).

A présent, il s'agit de vérifier sur le terrain si cette amélioration des matériaux par 2% de ciment, portant la résistance en compression au delà des exigences minimum, est suffisante pour obtenir une bonne cohésion des couches de base. Cette cohésion doit se manifester par une bonne résistance aux efforts tangentiels dus au passage des véhicules et aux intempéries telle que la pluie.

A 28 jours d'âge, les résistances en compression simple augmentent considérablement par rapport à celles obtenues à 7 jours. En général, les études antérieures ont observé une faible croissance à 28 jours d'âge. Cette croissance peut s'expliquer par le mode mûrissement. Dans la plupart des cas, les éprouvettes sont paraffinées pour éviter la perte en eau et permettre au ciment de mûrir normalement. Dans notre cas, les éprouvettes ne sont pas paraffinées et sont séchées avant compression simple, ceci afin de mieux se rapprocher des conditions de terrain.

Les teneurs en eau mesurées lors de la compression des éprouvettes sont très faibles. Elle varient de:

- 2 à 3% au bout de 7 jours de mûrissement,
- 1 à 2.1% après 14 jours de mûrissement,

- 0.5 à 1.5% après 28 jours de mûrissement.

Ces teneurs en eau sont proches de celles mesurées sur le terrain.

Les résistances obtenus à 28 jours d'âge sont élevées pour les deux carrières. Celles enregistrées à la carrière du PK 31.4, considérée comme se comportant mal sur le terrain, sont supérieures à celles du PK 63. Ceci peut s'expliquer par le fait que le matériau de la carrière du PK 31.4 contient des nodules plus durs, ou que ce matériau a une meilleure affinité à la stabilisation.

La quantité limitée de sol, ne nous a pas permis de réaliser l'ensemble des essais sur la carrière du PK 31.4. De ce fait, on ne peut pas faire des comparaisons entre les résultats des deux carrières.

La méthode de mûrissement n'a pas un grand effet sur les résultats obtenus. Cela veut dire qu'à faible pourcentage de ciment, il n'est pas nécessaire de mettre en place un dispositif de mûrissement de la couche de base traité. Mais le comportement sur le terrain du matériau traité pourra mieux indiquer si l'arrosage est nécessaire ou pas.

Dans l'ensemble nous pouvons dire que l'apport de 2% de ciment a un effet positif sur la résistance à la compression simple des éprouvettes. Le matériau qui s'était mal comporté sur le terrain a donné les meilleurs résultats. De ce fait, on peut dire que ce n'est pas nécessairement le meilleur matériau sur le terrain qui convient le mieux à la stabilisation. Pour cette raison, sur les routes en terre, on peut faire des économies en ne stabilisant que

les mauvais matériaux.

Enfin, afin de mieux cerner le problème de la stabilisation des routes non revêtues, il est impératif d'entreprendre des recherches sur le terrain. La plupart des études de stabilisation ont été fait dans le cadre de la construction des routes revêtues. Les rares études réalisées sur routes en terre n'ont pas donné des résultats concluants. L'intérêt que présente la route en terre dans les pays en développement exige que des études d'amélioration de leur qualité et des études économiques soient entreprises à court terme.

4.2 Essais de résistance maximale à la compression sèche

4.2.1 Introduction

La portance des sols est en général mesurée soit par l'essai C B R, soit par l'essai de compression simple pour les éprouvettes stabilisées au ciment.

En Australie, un autre procédé est utilisé pour évaluer la résistance à la cohésion des sols. Il s'agit de l'essai M D C S (Maximum Dry Compressive Strength) ou essai de résistance maximale à la compression sèche. Cet essai est utilisé pour déterminer la cohésion et la portance des sols utilisés comme couches de base de chaussée revêtue ou comme épaulement non revêtue. Il est souvent utilisé sur les matériaux non cohérents pour vérifier s'ils présentent une cohésion suffisante.

L'essai M D C S est réalisé sur des éprouvettes cubiques de

70 mm de côté. Elles sont confectionnées en une seule couche, en appliquant 55 coups de dame proctor modifié (4.5 kg de masse tombant d'une hauteur de 45,7 cm). Les éprouvettes sont ensuite démoulées et laissées à la température ambiante pendant 6 heures de temps. Au bout de 6 heures, elles sont placées dans un four à 105°C pour une durée de 12 heures (Cocks et Hamory, 1988).

Après ce mûrissement, les éprouvettes sont retirées du four et laissées pour refroidir à la température de la salle. Enfin elles sont soumises à l'essai de compression simple. Le critère exigé pour que le matériau soit accepté est une résistance minimum de 1700 kPa (Cocks et Hamory, 1988). Si le matériau présente une résistance moindre, cela veut dire que celui-ci ne présentera pas une bonne résistance au cisaillement une fois mis en place.

Les éprouvettes destinées à cet essai sont respectivement confectionnées à des teneurs eau légèrement au dessus de l'optimum proctor, à l'optimum proctor et à une teneur en eau légèrement en dessous de l'optimum proctor.

Dans le but de garder une certaine conformité avec les essais déjà utilisés dans le cadre de l'étude des matériaux routiers, nous avons apporté une légère modification à cet essai. Ainsi, nous avons choisis de confectionner des éprouvettes dans le moule standard proctor et à l'énergie du proctor modifié. Nous avons aussi fait varier les teneurs en eau. Le même mode de mûrissement a été conservé.

4.2.2 Appareillage

Le matériel utilisé pour cet essai est le même que celui de l'essai proctor modifié réalisé dans un moule standard. Le seul dispositif rajouté est la presse de compression de 10 tonnes.

4.2.3 Préparation de l'échantillon

Les matériaux sont tamisés au tamis de 19mm, les passants sont récupérés puis pesés dans des bacs par quantité d'environ 5.4 kg et humidifiés à la teneur en eau de l'essai. Les essais ont été réalisés aux teneurs en eau suivantes:

- teneur en eau de l'optimum proctor + 2%
- teneur en eau optimum proctor
- teneur en optimum proctor - 2%
- teneur en eau optimum proctor - 4%

Les échantillons sont laissés au repos pendant 30 mn à une heure de temps afin d'avoir une teneur en eau homogène.

4.2.4 Confection et compression des éprouvettes

Les échantillons ainsi préparés sont ensuite compactés à l'énergie du proctor modifié et aux teneurs en eau ci-dessus indiquées. Après confection, ils sont démoulés et gardés pendant 6 heures à la température de la salle. Au bout de 6 heures de mûrissement, ils sont placés dans un four à 105°C pour une durée de 12 heures de temps. Après ces 12 heures de séchage, les éprouvettes sont retirées du four pour être refroidies à la température ambiante. Enfin elles sont soumises à l'essai de compression simple

à l'aide d'une presse de 10 tonnes à une vitesse de 0,66mm par minute.

La résistance en compression simple acceptable est d'au moins 1700 kPa. Des éprouvettes à double élancement ont aussi été confectionnées à l'énergie du proctor modifié, afin de tester l'effet de l'élancement sur la résistance en compression. Il s'agit des éprouvettes confectionnées à la teneur eau de l'optimum proctor et à l'optimum proctor - 2%.

Le dispositif utilisé à cet effet est le même que celui employé pour la confection des éprouvettes stabilisées au ciment. Le compactage est fait à l'aide de la dame de 4.5 kg, en 10 couches afin de respecter l'énergie de compactage. Le même procédé de mûrissement est appliqué à ces éprouvettes. Enfin elles sont écrasées dans les mêmes conditions que les premières.

4.2.5 Présentation et exploitation des résultats

4.2.5.1 Présentation des résultats

Le plus grand nombre des essais a été réalisé sur les matériaux de la carrière du PK 63. Une série d'éprouvettes aux teneurs en eau précédemment indiquées ont été confectionnées. La majorité des essais n'a pu être effectué sur les échantillons de la carrière du PK 31.4 par insuffisance de matériau. Les résultats obtenus au cours de ces essais sont présentés au tableau 4.6

Tableau 4.6 Résultats des essais de compression simple
essais M D C S, carrières PK 31.4 et PK 63

teneur en eau de moulage	PK 63 Rc' en kPa moule standard	PK 63 Rc' en kPa moule double élancement	PK 31.4 Rc' en kPa moule standard	Rc' exigé en kPa
compression immédiate	325	-	750	-
$\omega_{opt} + 2\%$	1240	-	-	1700
ω_{opt}	3065	1720	2995	1700
$\omega_{opt} - 2\%$	3485	2070	-	1700
$\omega_{opt} - 4\%$	1210	-	-	1700

4.2.5.2 Exploitation des résultats

Les résultats donnés dans le tableau 4.6 sont en majorité de la carrière du PK 63. Ceci limite évidemment notre marge de comparaison. Sur les deux carrières, on peut remarquer que les résultats des compressions simples immédiatement après confection sont très faibles. Cependant le matériau du PK 31.4 semble de loin plus résistant.

Après mûrissement, les résultats obtenus sont largement supérieurs aux 1700 kPa exigés. Au niveau de la carrière du PK 63 où les essais à différentes teneurs en eau ont été effectués, on remarque que le meilleur résultats est obtenu pour la teneur en eau de $\omega_{pot} - 2\%$. Au delà de l'optimum, la résistance devient plus faible. Il en est de même à 4 % sous l'optimum. Ces résultats sont présentés à la figure 4.5.

Les teneurs en eau mesurées après mûrissement sont pratiquement nulles. On pourra être tenté d'expliquer la meilleure résistance obtenue à l'optimum - 2% par le fait que le matériau se compacte bien à une teneur en eau légèrement au dessous de l'optimum. Ceci évidemment va se manifester par une meilleure compacité à une teneur en eau faible, d'où après séchage complet, l'éprouvette aura moins de vides que celle confectionnée à la teneur en eau optimum. Par ailleurs celles contenant plus ou beaucoup moins d'eau que la teneur en eau optimum auront beaucoup plus de vides, soit par départ de l'eau occupant les vides, soit par mauvaise compacité due à un manque d'eau.

Les résultats obtenus avec les éprouvettes à double élancement sont plus faibles, mais ils demeurent acceptables par rapport à l'exigence de 1700 kPa.

A la teneur en eau optimum, les résultats obtenus à partir des matériaux des deux carrières ne présentent pas de différence notable. Malheureusement, par manque de résultats à la carrière PK 31.4, on ne peut faire des comparaisons intéressantes.

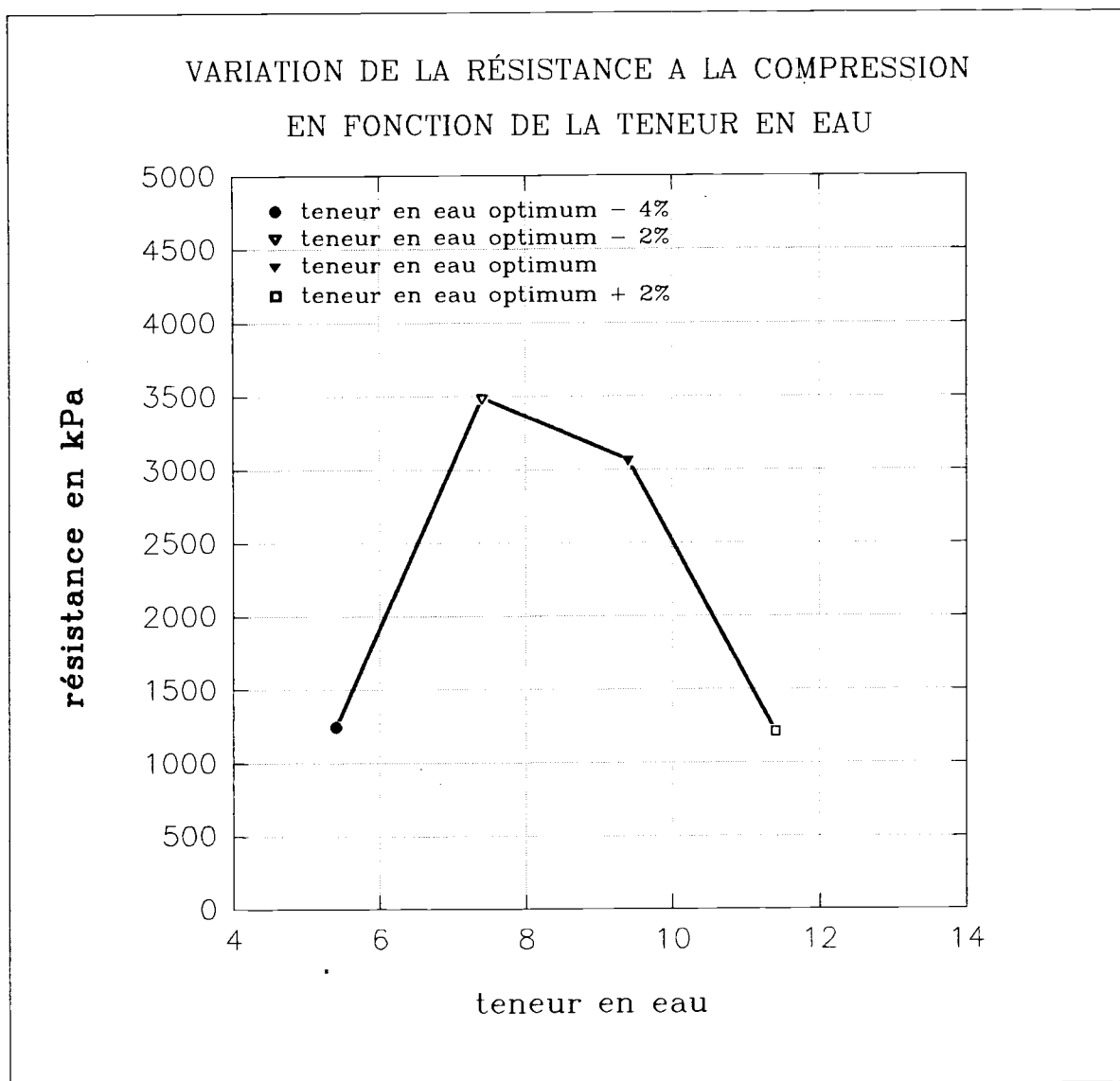


figure 4.5 Variation de la résistance à la compression en fonction de la teneur en eau

Compte tenu de la simplicité de cet essai et le fait qu'il permet de tester la cohésion des matériaux routiers compactés et séchés, ce qui correspond à l'état des routes au sahel, nous pensons qu'il peut être d'un grand intérêt pour la sélection des matériaux utilisés pour la construction des routes non revêtues. Pour ce faire, nous recommandons que des recherches dans ce sens soit poursuivies afin de vérifier si oui ou non cet essai pourra nous permettre de faire une bonne sélection.

4.3. Analyses chimiques des latérites

4.3.1 Introduction

Les essais d'analyses chimiques effectués sur plusieurs types de latérites ont montré que ces sols sont principalement composés de silicates (SiO_2) et de sesquioxydes (Fe_2O_3 et Al_2O_3).

Depuis longtemps, le rapport S/R (silicates sur sesquioxydes) a été utilisé pour classifier les latérites. Cette notion introduite par Harrossiwtz (1926) a fait l'objet de plusieurs controverses. Les recherches dans ce domaine ont démontré que ce rapport n'a pas de signification au plan minéralogique. La classification ci dessous est obtenue à partir du rapport S/R.

$$\frac{S}{R} = \frac{\frac{\text{SiO}_2}{60}}{\frac{\text{Al}_2\text{O}_3}{102} + \frac{\text{Fe}_2\text{O}_3}{160}}$$

$S/R < 1.33$ correspond à des latérites vraies

$1.33 < S/R < 2$ roches latéritiques

$2 < S/R$ minéraux non latéritiques

Dans son rapport sur les latérites, Autret (1983) recommandait de rejeter cette classification car le pourcentage de sesquioxides variait selon la classe granulométrique du matériau analysé. Les gros éléments contenus dans les graveleux latéritiques renferment plus de Fe_2O_3 que les particules fines. D'après le même auteur, une étude réalisée au Ghana par Lyons Associates et BRRI (1971) recommandait d'abandonner cette classification au profit d'une classification reposant sur le processus pédogénétique.

La sixième conférence sur la mécanique des sols et les fondations en Afrique de 1975 (Madu, 1975) a recommandé d'utiliser le terme latérites pour définir les matériaux contenant plus de 50% de sesquioxides et, latérites ferrugineuses pour ceux en contenant moins de 50%. Une extension de cette définition a permis à certains auteurs de classer dans la catégorie des sols latéritiques tous les matériaux contenant entre 20% et 49% de sesquioxides (Madu, 1980).

Dès les années 1965, Novais-Ferreira et Correia (1965) essayaient de trouver une relation entre le pourcentage d'oxydes de fer et la dureté des nodules des latérites, mais ces recherches n'ont pas abouties sur des résultats concluants.

Gidigasu (1976) démontrait que le rapport silicates-

sesquioxides peut être utilisé pour distinguer les sols résiduels des sols non résiduels.

Madu (1980) essayait d'obtenir des relations entre la composition chimique des latérites et leurs propriétés géotechniques. En même temps, il proposait de simplifier les essais d'analyses chimiques en vue de leur utilisation dans le cadre des études géotechniques.

Les études menées par Madu (1980), ont fait ressortir une bonne corrélation entre le pourcentage de silicates et celui des sesquioxides. Quand aux caractéristiques géotechniques, il a relevé une relation assez linéaire entre la limite de liquidité, la limite de retrait et le pourcentage de sesquioxides. Concernant les autres caractéristiques tels le CBR, la densité sèche, les relations trouvées ne sont pas linéaires et sont assez complexes. En général aucune relation simple n'a été proposée entre les propriétés chimiques et les caractéristiques géotechniques des latérites.

Au cours de notre étude, malgré les controverses relevées plus haut, nous avons tenu à effectuer une fois de plus des essais d'analyses chimiques sur les différents matériaux que nous avons à étudier. Le même but est recherché à travers ces analyses, c'est à dire celui de pouvoir faire la différence entre les matériaux qui se sont mal ou bien comportés sur le terrain.

Les résultats obtenus nous ont permis d'établir une relation entre le pourcentage d'oxydes de fer et de silicates contenu dans le matériau et son comportement.

4.3.2 Analyses chimiques des échantillons

Des essais d'analyses chimiques ont été réalisés, au laboratoire de l'École des Mines et de la Géologie du Niger, sur les échantillons prélevés sur les différents sites d'études retenus au Niger. Deux échantillons en provenance des PK 3 et PK 27 de la route Say-Tapoa et trois en provenance des PK 31.4, PK 48 et PK 63 de la route Dembou-Farié ont été soumis à ces essais. Rappelons que sur la route Say-Tapoa, le PK 3 correspond au matériau s'étant mal comporté sur le terrain et le PK 27 à celui s'étant bien comporté. De même sur la route Dembou-Farié, le PK 31.4 correspond au mauvais matériau et les PK 48 et PK 63 correspondent aux bons matériaux. D'après les observations visuelles sur le terrain, les sections construites avec les matériaux du PK 63 sont ceux qui se sont les mieux comportés. Après presque une année de mise en service, on ne remarque aucune apparition de tôle ondulée sur ces tronçons.

4.3.3 Présentations et exploitations des résultats des essais

D'après les résultats présentés au tableau 4.7 et 4.8, nous avons tenté de classer nos matériaux selon le rapport S/R. D'après cette classification, tous nos sols seraient classés dans la catégorie des latérites vraies, sauf le matériau du PK 63 qui est classée comme roches latéritiques ($1.33 < S/R < 2$). On peut remarquer que cette classification ne nous permet pas de faire une grande différence entre nos matériaux. Donc elle ne répond pas à notre souci de distinguer les matériaux qui se sont mal comportés sur le terrain de ceux qui se sont bien comportés.

Tableau 4.7 Analyses Chimiques des échantillons prélevés sur les routes Say-Tapoa et Dembou-Farié au Niger

	PK 3	PK 27	PK 31.4	PK 48	PK 63
Fe₂O₃ (%)	44.6	22.32	49.10	26.78	17.85
Al₂O₃ (%)	7.32	13.70	6.85	11.80	8.26
SiO₂ + silicates (%)	18.1	36.10	11.70	27.50	45.40
Na₂O (%)	0.02	0.02	< 0.01	0.03	0.03
MgO (%)	< 0.01	< 0.01	< 0.01	0.04	0.08
Perte au feu*	0.90	1.40	0.95	1.10	1.60

N.B

- les échantillons du PK 3 et PK 27 proviennent de la route Say-Tapoa
- les échantillons du PK 31.4, PK 48 et PK 63 proviennent de la route Dembou-Farié

* Perte au feu = pourcentage en poids perdu à 1000°C pendant deux heures.

Tableau 4.8 Valeurs du rapport S/R

	PK 3	PK 27	PK 31.4	PK 48	PK 63
SiO ₂ (%)	18.1	36.1	11.7	27.5	45.4
Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃ (%)	51.88	36.02	55.95	38.58	25.01
S/R	0.353	1.00	0.200	0.713	1.818

En regardant du côté de la classification proposé par la conférence africaine de mécanique de sols et fondations de 1975 (Madu, 1975), on peut classier les matériaux du PK 3 et PK 31.4 (pourcentage de sesquioxydes supérieur à 50%) dans la catégorie des vraies latérites et les matériaux des PK 27, PK 48 et PK 63 (pourcentage de sesquioxydes compris entre 20% et 49%) dans la catégorie des sols latéritiques. On remarque ici que les PK 3 et PK 31.4, deux matériaux qui se sont mal comportés, se retrouvent dans la même classe. Quand aux trois autres ils sont aussi regroupés dans une classe commune. Cette classification bien qu'elle ne spécifie pas le comportement des matériaux est plus significative que la première.

D'après les résultats que nous avons obtenus représentés sur les figures 4.6, 4.7 et 4.8, nous pouvons faire les observations suivantes:

- Les matériaux des PK 3 et PK 31.4 contiennent le plus grand pourcentage d'oxydes de fer et d'alumine ($\text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{Al}_2\text{O}_3$)
- Par contre les matériaux des PK 27, PK 48 et PK 63 contiennent moins de sesquioxides, mais un pourcentage élevé de silicates SiO_2 .
- Le plus faible taux de silicates est obtenu pour les matériaux du PK 31.4, tandis que le fort taux est obtenu pour ceux du PK 63. D'après les observations de terrain, les matériaux du PK 63 sont ceux qui se sont le mieux comportés. De même sur la route Say-Tapoa ce sont les matériaux du PK 27 qui se sont bien comportés.

Ces résultats nous montrent qu'il existe une relation entre le pourcentage de silicates SiO_2 et de sesquioxides ($\text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{Al}_2\text{O}_3$) et le comportement des graveleux latéritiques sur le terrain. A partir de cette observation, nous avons essayé d'établir un projet d'abaque complémentaire aux classifications classiques, permettant de classer les graveleux latéritiques utilisés pour la construction des routes en terre. Cet abaque qui doit être finalisé en testant un grand nombre d'échantillons est présenté en figure 4.9.

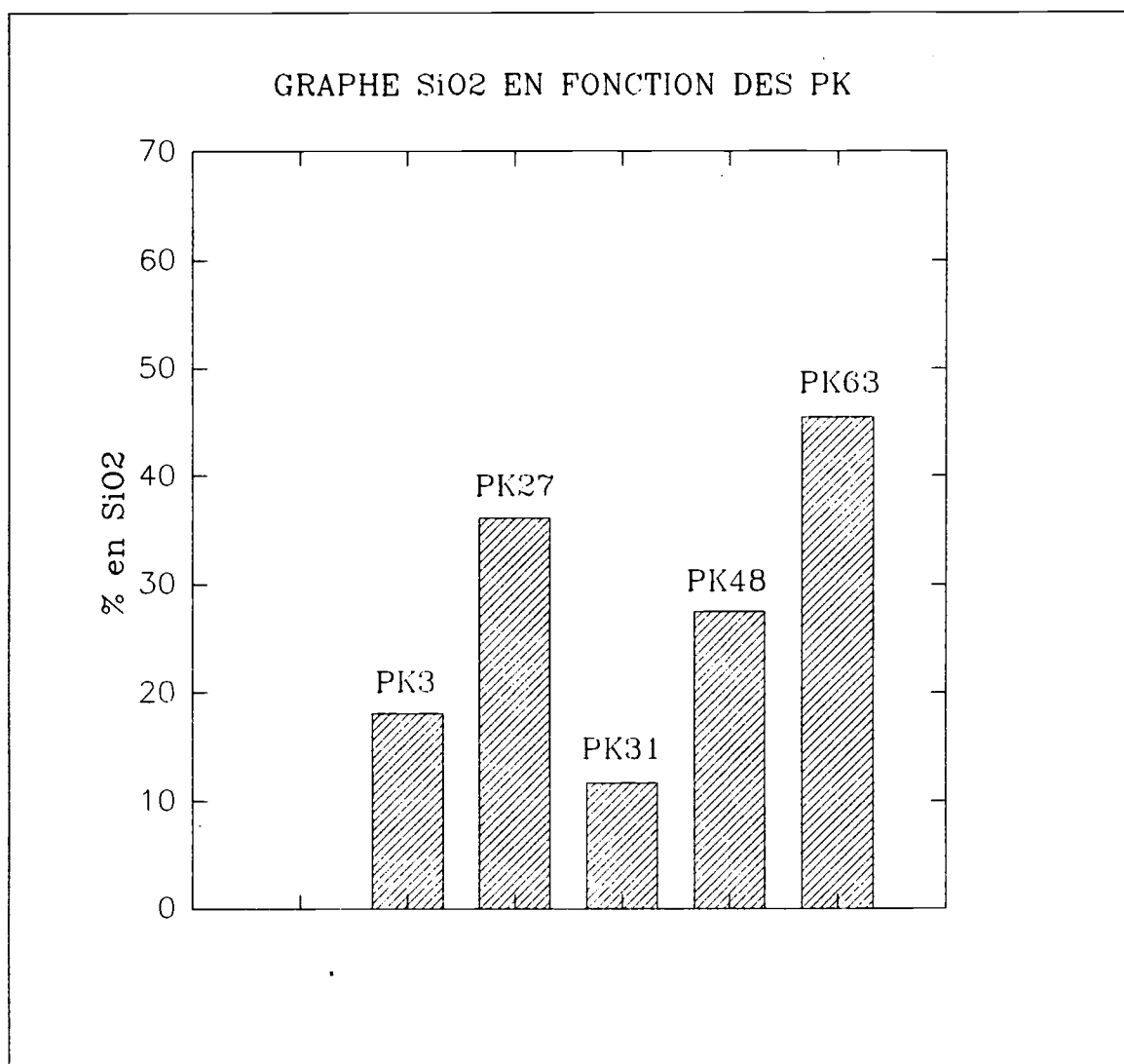


figure 4.6. Variation du pourcentage de SiO₂ en fonction des différentes carrières

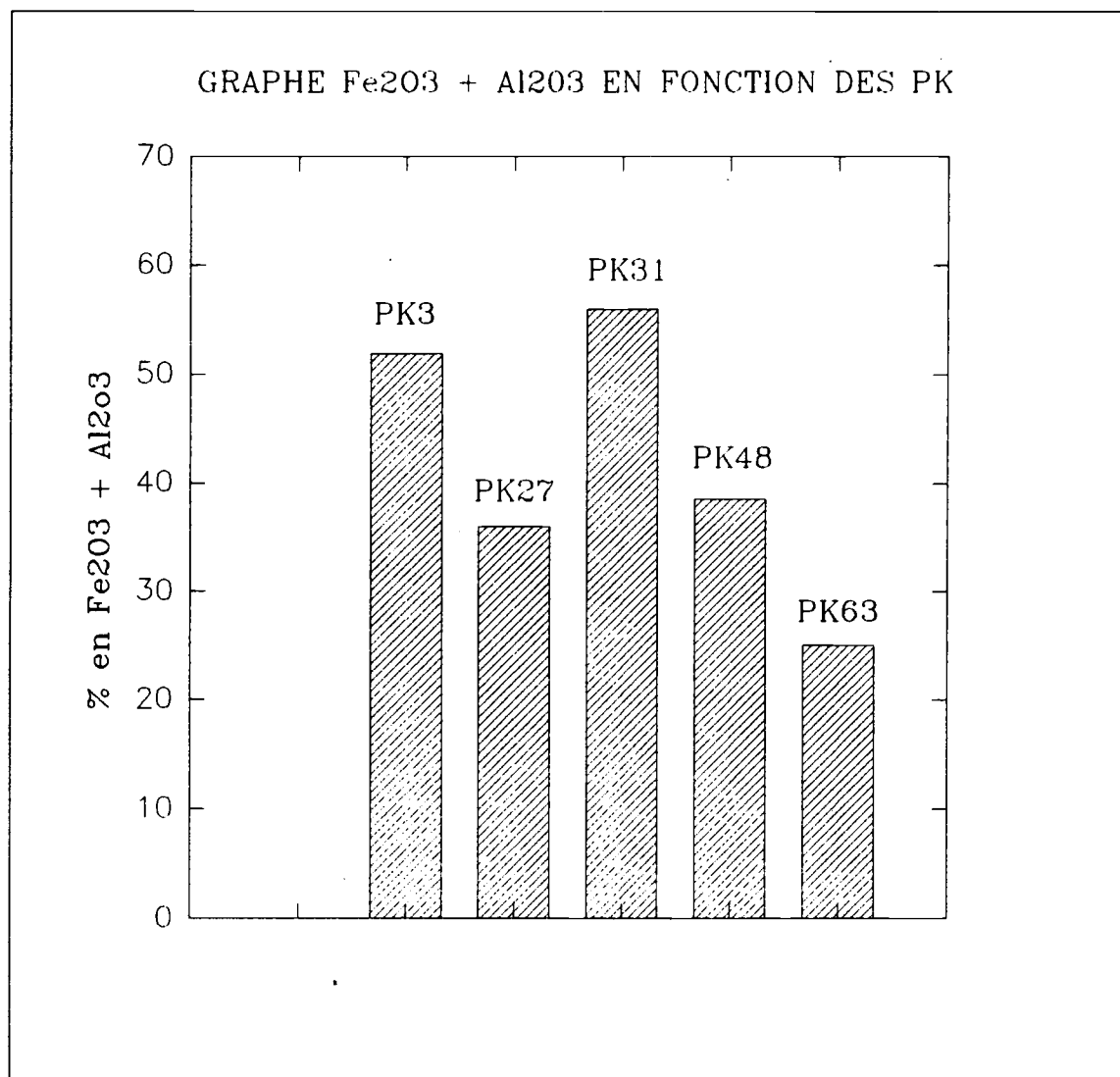


figure 4.4. Variation du pourcentage de Fe₂O₃ + Al₂O₃ en fonction des différentes carrières

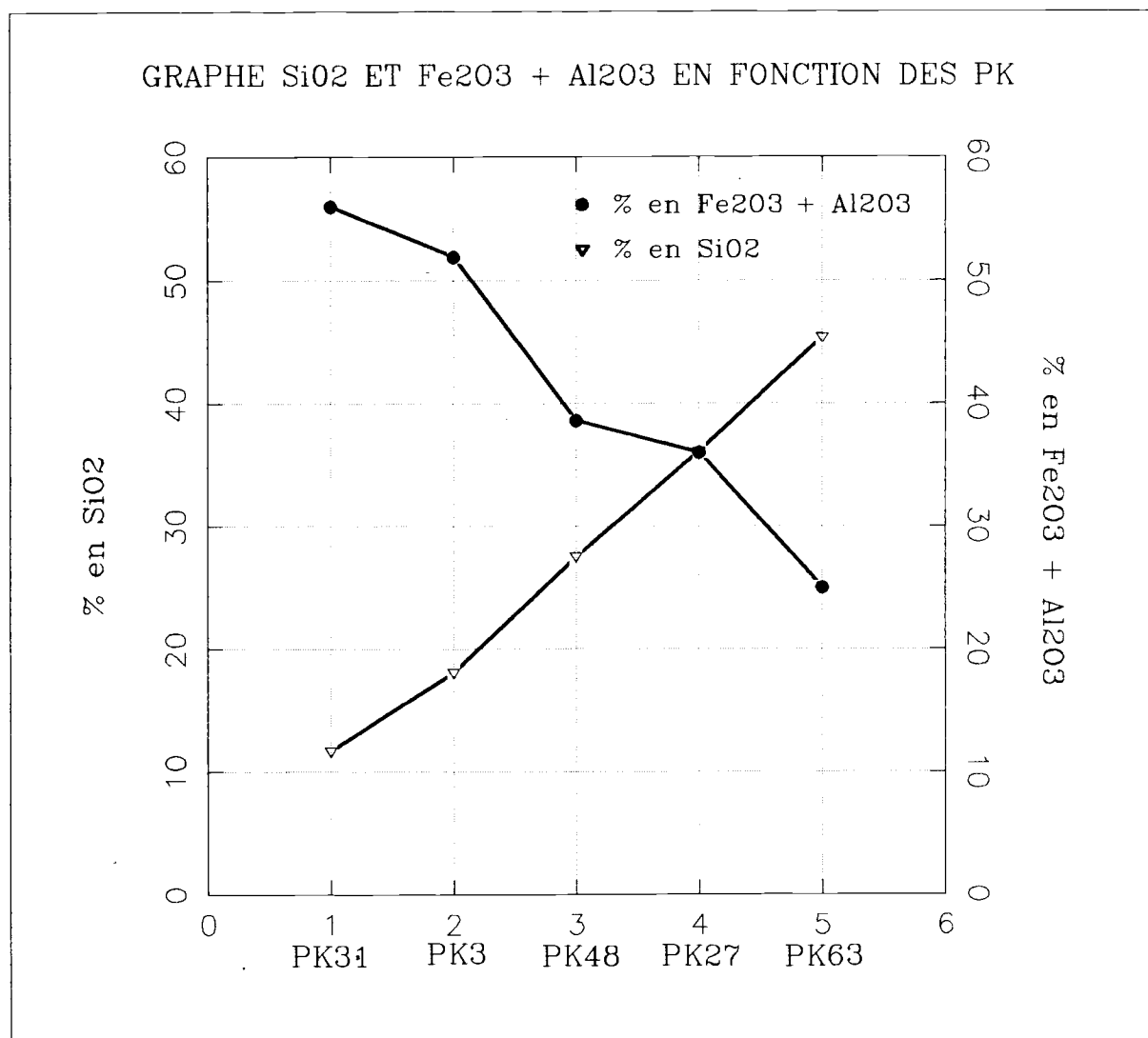


figure 4.8. Variation du pourcentage de SiO₂ et Fe₂O₃ + Al₂O₃ en fonction des carrières.

- ① : Bons matériaux
- ② : Matériaux intermédiaires
- ③ : Mauvais matériaux

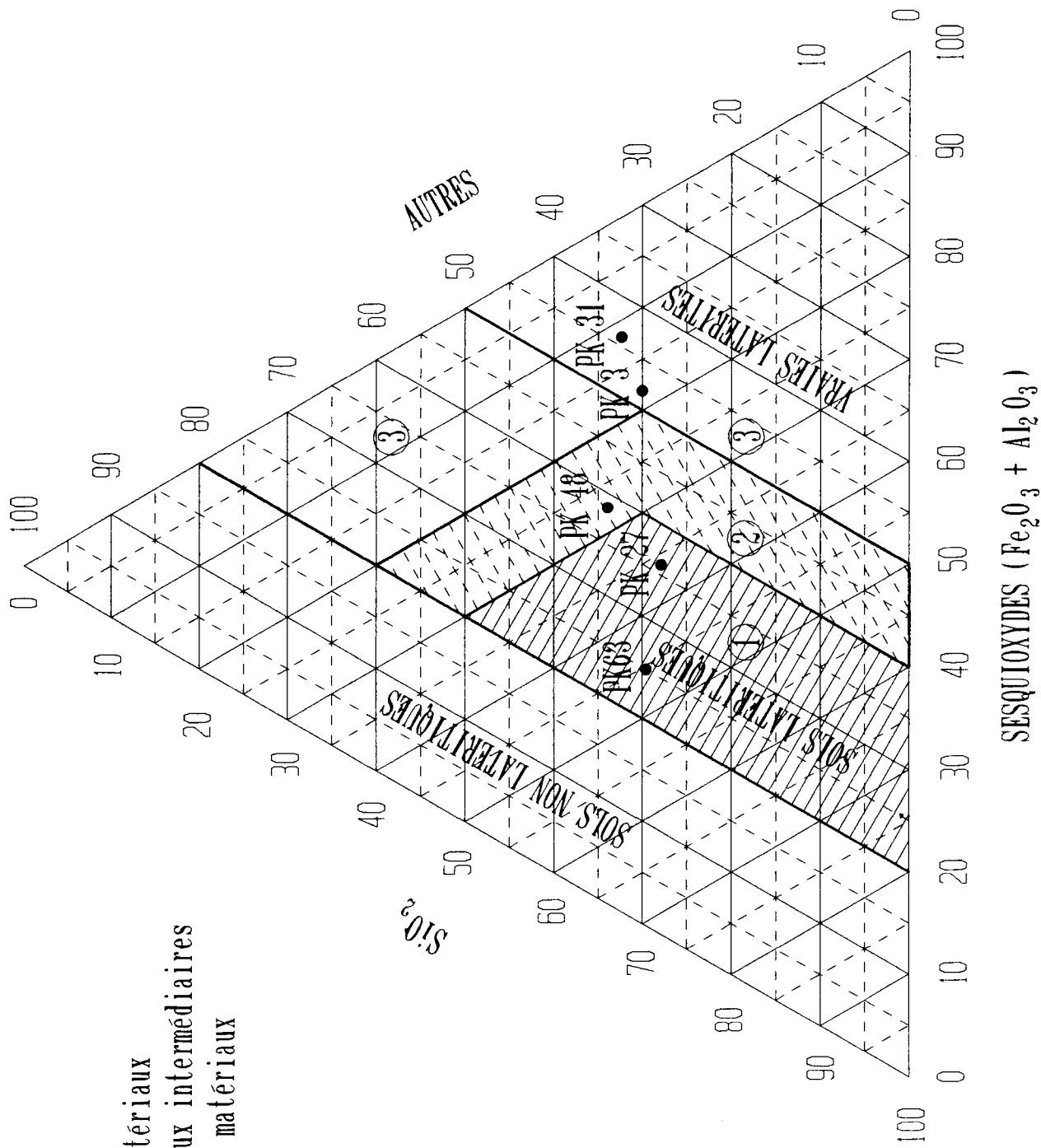


figure 4.9. Projet d'abaque complémentaire aux classifications classiques dans le cas des graveaux latéritiques.

4.3.3 Conclusion

Ces observations nous amènent à conclure que les essais d'analyses chimiques nous permettent de faire une bonne corrélation entre le pourcentage de sesquioxydes et des silicates et le comportement des matériaux sur la route.

On remarque facilement que sur les différents échantillons analysés, ceux qui ont le plus fort taux de sesquioxydes (Fe_2O_3 + Al_2O_3) et le plus faible taux de SiO_2 sont ceux qui se sont mal comportés sur la route. Par contre ceux ayant le plus fort taux de SiO_2 et le plus faible taux de sesquioxydes sont ceux qui se sont bien comportés sur la route.

Les essais d'analyses chimiques nous ont permis de faire des observations intéressantes sur le comportement d'un nombre limité d'échantillons. A présent il s'agira de poursuivre cette étude sur un nombre assez représentatif d'échantillons afin de s'assurer de cette tendance dégagée par les résultats obtenus. Un autre aspect important à poursuivre est celui de la définition du critère de sélection, c'est à dire le taux de silicates ou d'oxydes de fer à part duquel il faut accepter ou rejeter les matériaux. A notre avis, cet objectif ne pourra être atteint qu'à partir des études expérimentales.

CHAPITRE 5

ÉTUDE ÉCONOMIQUE DE L'ENTRETIEN ROUTIER

5.1 Introduction

Pendant longtemps encore, la route en terre demeurera un moyen de communication efficace dans les pays en développement. Pour cette raison, il est important d'oeuvrer à l'amélioration de leurs caractéristiques techniques en vue de permettre une circulation confortable aux usagers et à moindre coût. De même cette amélioration doit permettre de réduire sensiblement le coût de l'entretien routier.

En Afrique occidentale, selon les statistiques de la banque mondiale, en 1988 il n'y avait que 12,4% de routes revêtues. Parmi les routes en terre 44% sont en mauvais état (Autret 1989).

L'investissement dans le domaine routier représente un capital considérable dans les pays en développement. Au Niger par exemple, en 1992 il a été estimé à 350 milliards de francs CFA. Vue son importance au plan économique, des efforts doivent être fournis en vue de gérer ce patrimoine. Pour cette raison, on doit penser à maintenir les caractéristiques et les qualités qui ont été données à nos routes lors de leur construction et éventuellement les améliorer. Cela ne peut se faire qu'avec un bon suivi et un entretien adéquat.

Dès la construction des routes en terre on doit penser aux exigences de leur entretien. Mais dans les pays en développement, les difficultés économiques font qu'on ne peut s'occuper de

l'entretien routier. Des domaines vitaux comme l'autosuffisance alimentaire ou l'alimentation en eau potable demeurent prioritaires. Tout de même d'importants efforts sont fournis par ces pays dans le domaine de l'entretien routier, notamment par la création des bureaux de gestion routière et l'allocation d'un budget chaque année.

L'objectif de ce chapitre est d'étudier les différents coûts de la route afin de dégager les points pouvant nous permettre d'améliorer l'état de nos routes et de baisser leur coût d'entretien.

L'étude se basera sur des rapports de comptabilité analytique de l'entretien routier au Niger pendant une période d'environ deux ans. Étant donné que nous ne disposons pas assez d'informations sur certains aspects du coût de la route tel le coût à l'utilisateur, nous nous contenterons d'une analyse sommaire de l'entretien routier au Niger. Ceci doit nous permettre de dégager les opérations les plus coûteuses, d'en déterminer leur période de réalisation et de proposer des mesures afin de réduire ces coûts.

5.2 Revue de littérature

Pendant la durée de sa vie, le coût total d'une route se compose de:

- coût d'investissement initial qui comprend les coûts d'étude et de construction;
- coût de l'entretien;
- coût des transports routiers qui se divise en coût de

fonctionnement des véhicules, en coût du temps de parcours et en coût d'accidents.

Si les deux premiers facteurs sont facile à déterminer, le troisième demeure tributaire des deux premiers et devient très difficile à évaluer (Autret, 1989).

5.2.1 Coût d'investissement initial

Le coût de la chaussée représente l'essentiel de ce coût. Mais réduire ce coût ne signifie pas une réduction du coût de la route car un mauvais choix de matériau ou un mauvais dimensionnement peut conduire à des coûts d'entretien et de transport excessifs.

Il faudra surtout étudier ce coût de manière à réduire au maximum le coût de transport de matériaux en faisant une bonne étude de tracé de manière à utiliser largement ceux disponibles le long de la route (BCEOM-CEBTP, 1972, T1).

Une bonne sélection de matériaux, un bon dimensionnement et une bonne exécution des travaux permettent de réduire les coûts d'entretien et de transport.

En vue de réaliser une économie à long terme, il vaudrait mieux faire un bon investissement initial que de construire une route pas chère mais qui nécessite un entretien excessif.

5.2.2 Coût de l'entretien

Dès qu'on parle d'investissement routier, on ne peut se limiter aux problèmes de construction. La route un fois construite va nécessiter des soins d'entretien constants et onéreux, au fil

des années. Construction et entretien sont, en fait, deux aspects complémentaires d'un même problème (BCEOM-CEBTP, 1972, T3).

Malheureusement dans les pays en développement, il arrive qu'avant qu'une route ne soit budgétisée au niveau de l'entretien routier, elle a déjà atteint un stade de dégradation assez poussé. Ceci évidemment va se manifester par la nécessité d'un investissement considérable pour la réparer. Mais compte tenue du manque de capitaux nécessaires, le budget alloué à cet effet ne pourra pas suffire. D'où malgré l'entretien courant, la route va continuer à se dégrader.

Il se dégage alors la nécessité d'accorder une place importante à l'entretien routier dès la fin de la construction de la route. Un entretien bien fait permet à la route d'accepter un trafic bien plus important que celui qu'elle supporterait dans des conditions médiocres d'entretien.

Les conséquences économiques de ce fait sont importantes car on aperçoit alors la possibilité, grâce à un entretien qui pour être judicieux n'est pas forcément onéreux, de différer dans certains cas la construction d'une chaussée plus coûteuse et les dépenses que ces travaux impliquent (Gérard, 1968).

5.2.3 Coût de transports ou coût à l'utilisateur

Le coût de transport représente une part non négligeable du coût total de la route. C'est un coût qui demeure encore difficile à évaluer car il est tributaire des autres coûts et du niveau de trafic. Il est en général plus faible sur les routes revêtues que

sur les routes non revêtues où il peut être réduit à un niveau raisonnable grâce à un bon investissement initial et un entretien convenable.

La nature et l'état de la chaussée sont des éléments dont l'influence sur le coût de fonctionnement des véhicules est plus forte. Malheureusement c'est aussi l'un des éléments dont l'influence est la plus délicate à évaluer en raison des difficultés qu'il y a à définir avec précision la qualité de la surface de roulement. Particulièrement au niveau des routes en terre, les coûts de transport peuvent varier dans des limites très étendues (BCEOM-CEBTP, 1972, T3).

Une étude faite au Kenya par le T R R L (Transportation and Road Research Laboratory) relève (BCEOM-CEBTP, 1972, T3):

- A caractéristiques géométriques équivalentes, une bonne route en matériau graveleux naturel, lorsqu'elle est bien construite et bien entretenue, conduit à des coûts de fonctionnement des véhicules qui sont à peine plus élevés que ceux sur routes revêtues..

- En revanche, les routes dont la surface de roulement est constituée de sol en place sans apport de matériaux sélectionnés. augmentent très notablement le coût de fonctionnement des véhicules.

Un mauvais entretien d'une route en terre est aussi un facteur considérable d'augmentation du coût de transports. En somme, le coût à l'utilisateur est un facteur qui peut être réduit grâce à une amélioration des deux autres facteurs. Un investissement initial

convenable et un entretien suivi d'une route en terre sont les éléments essentiels à prendre en compte si l'on veut assurer un confort à l'utilisateur et réduire les coûts y afférents.

5.3 Étude du coût de l'entretien routier au Niger

5.3.1 Préliminaire

Dans cette étude, comme indiqué dans l'introduction, nous ne prétendons pas faire une analyse complète de l'entretien routier au Niger, mais juste ressortir quelques points saillants qui peuvent nous orienter dans le cadre d'une future recherche. Il s'agira particulièrement de relever les tâches les plus coûteuses et d'étudier leur périodicité au cours de l'année. Ceci doit nous permettre de faire des suggestions afin de réduire ces coûts.

L'analyse des coûts portera uniquement sur les routes en terre car notre étude est axée sur ces genres de routes, mais en plus la route non revêtue est encore un moyen très utilisé de communications dans les pays en développement. Nous étudierons, sur une période de deux ans le coût d'entretien de quelques tronçons routiers choisis sur l'étendue du territoire nigérien.

Selon plusieurs études faites dans différents pays, il ressort que le coût de l'entretien d'une route revêtue est plus cher que celui d'une route non revêtue (Cameroun, Brésil) (BCEOM-CEBTP, 1972, T3).

Au Niger, au contraire l'entretien des routes en terre revient

plus cher que celui des routes revêtues.

Toutes les différentes études menées dans ce cadre démontrent que la route en terre demeure beaucoup plus économique qu'une bitumée. Ceci est dû au niveau du trafic qui est faible ou moyen dans les pays en développement.

Évidemment l'accroissement du trafic est un facteur essentiel permettant d'atteindre le seuil de bitumage. En général, jusqu'à un trafic de 200 à 300 véhicules par jour, une route en terre demeure encore acceptable (Jonneaux, 1977). Dans la plupart des cas ce niveau de trafic est rarement atteint sur nos routes en terre.

5.3.2 Coût de construction et d'entretien d'une route revêtue et d'une route en terre au Niger.

5.3.2.1 Coût de construction des routes

Le coût de construction d'une route varie selon les pays et selon les régions dans un même pays. Dans un pays vaste comme le Niger, les prix sont fonction des zones où on réalise le projet. Dans les zones désertiques où les matériaux de viabilité sont rares, la route coûtera beaucoup plus cher. Pour ces raisons, il est très difficile de définir un prix de construction unique du kilomètre de route.

Bien que le Niger soit un pays enclavé, d'après les prix du kilomètre de route dont nous disposons, ceux répertoriés au Niger sont beaucoup moins chers. Le tableau 5.1 nous indique quelques prix de construction du kilomètre de route au Niger et au Mali.

En regardant ce tableau on remarque que les coûts de construction sont plus élevés au Mali qu'au Niger. Par exemple la route Tahoua-Arlit a coûté en 1980 50 millions de francs le kilomètre tandis que la route Sevaré-Gao 63 millions de francs le kilomètre en 1982. Ces deux routes traversent des zones désertiques. Le plus remarquable est le coût de construction des routes en terre. La route Bamako-kangaba a coûté 66 millions de francs le kilomètre en 1984, tandis que la route Dembou-Farié 25 million de francs le kilomètre en 1988.

Tableau 5.1 Coût de construction de routes au Niger et au Mali

ROUTE	Année	Longueur en Km	Coût* Total	Coût* au KM	Nature de la route
TAHOUA-ARLIT (NIGER)	1980	630	31500	50	Revêtue
SEVARE-GAO (MALI)	1982	558	35000	63	Revêtue
BAMAKO-KANGABA (MALI)	1984	95	6270	66	Terre
DEMBOU- FARIE (NIGER)	1988	53	915	25	Terre
NIAMEY-SAY (NIGER)	1991	50	3500	70	Revêtue

* coût en millions de francs CFA

Dans les zones où les matériaux sont disponibles le long du tracé, au Niger, on peut estimer le prix hors taxe du kilomètre de route bitumée à 70 millions de francs CFA et celui d'une route non revêtue à 25 millions de francs. Le coût de renforcement du kilomètre de route bitumée peut être estimé à 35 millions de francs CFA. Ce coût représente environ la moitié du prix de construction d'une route neuve.

Des estimations publiées dans le document Synthèses Utilisation des Graveleux Latéritiques en Construction Routière (ISTED 1990) donne les prix hors taxe suivants pour l'année 1984 (routes de 7 m de large) :

- Route non revêtue en graveleux latéritiques 40 à 70 millions le kilomètre

- Route en graveleux latéritiques avec revêtement bicouche 70 à 90 millions de francs CFA le kilomètre

- Route en graveleux latéritiques traités au ciment avec revêtement bicouche 80 à 100 millions de francs CFA le kilomètre.

5.3.2.2 Coût de l'entretien routier

Le coût de l'entretien routier, comme celui de la construction dépend des régions et des conditions climatiques. Dans les pays en développement, ce coût en général n'est pas fonction des besoins réels en entretien, mais du budget disponible. Néanmoins, ces coûts nous donnent une bonne idée de la manière dont ils sont répartis. Le tableau 5.2 nous donne une idée du coût d'entretien des routes en 1988-1990 et 1990-1991.

Le coût moyen par kilomètre de l'entretien des routes en terre est deux fois plus élevé que celui des routes bitumées. D'autre part, le coût d'entretien du kilomètre de route est plus faible en 1990-1991. Cela est dû à un manque de disponibilité budgétaire pendant les derniers mois de l'année budgétaire. Pendant cette période l'entretien n'a pu être réalisé conformément aux prévisions.

Tableau 5.2 Coût d'entretien annuel des routes revêtues et des routes en terre au Niger

Type de route	Année	Coût* maximum	Coût* moyen	Coût* minimum
Route revêtue	1989-1990	357.258	140.578	0.000
	1990-1991	279.415	120.087	0.000
Route en terre classée	1989-1990	799.766	389.802	102.843
	1990-1991	728.117	299.837	0.000
Route en terre non classée	1989-1990	1683.190	316.749	0.000
	1990-1991	770.556	173.173	0.000

* Coût en milliers de francs CFA par kilomètre

5.3.2.3 Comparaison des coûts de routes revêtues et en terre

Le coût total d'une route se compose de trois facteurs essentiels qui sont: le coût de l'investissement initial, le coût d'entretien et le coût d'opération des véhicules. Compte tenu du fait que nous ne disposons pas des données sur le coût d'opération des véhicules sur route revêtue et route en terre, nous ne tiendrons pas compte de ce facteurs. Mais cependant, il faudra souligner que ce dernier est l'un des facteurs essentiels qui permet de faire la différence entre le service rendu par une route revêtue et une route en terre.

La comparaison que nous allons faire se limite essentiellement aux coûts de construction et d'entretien. Ceci pourra nous permettre d'avoir un aperçu sur l'intérêt qu'il y a revêtir les routes en terre ou pas.

Nous allons comparer sur une période de 10 ans le coût total d'une route revêtue et d'une route en terre.

Taux d'actualisation assumé 10%.

- . Route revêtue en francs CFA (1993),
- Coût de construction 70 millions de francs CFA par kilomètre
- Coût d'entretien par kilomètre 140.578 francs CFA par an
- facteur d'actualisation sur 10 ans = 6,145
- soit: $6,145 \times 140.578 = 863.851$ francs CFA (1993) sur 10 ans
- Coût de renforcement au bout de 10 ans 35 millions de francs CFA
- facteur d'actualisation au bout de 10 ans = 0.386

soit $35.000.000 \times 0.386 = 13.510.000$ francs CFA (1993)

- Coût total actualisé au bout de dix ans

$70.000.000 + 13.510.000 + 863.851 = 84.373.851$ F CFA (1993)

. Route en terre en francs CFA (1993).

- Coût de construction 25 millions de francs CFA par kilomètre

- Coût d'entretien par kilomètre 389.802 francs CFA par an par kilomètre,

facteur d'actualisation sur 10 ans = 6,145

soit: $6,145 \times 389.802 = 2.395.333$ francs CFA sur 10 ans

- Coût de rechargement 15 million tous les 5 ans

facteur d'actualisation au bout de 5 ans = 0.621

soit $15.000.000 \times 0.621 = 9.315.000$ francs CFA (1993) pour les 5 premières années.

facteur d'actualisation au bout de 10 ans = 0.386

soit: $15.000.000 \times 0.386 = 5.790.000$ francs CFA (1993) pour les cinq dernières années.

- Coût total actualisé au bout de dix ans

$25.000.000 + 9.315.000 + 5.790.000 + 2.395.333 = 42.500.333$ francs CFA (1993).

Ce calcul sommaire nous permet d'avoir une idée sur le coût total d'une route en terre et une route revêtue. Les différents prix sont obtenus à partir des données du Niger sauf pour le coût de rechargement des routes en terre qui a été estimé par nous. On observe qu'au bout de dix ans le coût d'entretien de la route

bitumée revient aussi cher que celui de la route en terre. Le facteur coût d'opération des véhicules qui n'a pas été pris en compte est évidemment plus élevé sur la route en terre. Mais à notre avis l'apport de ce facteur ne fera pas que la route en terre revienne plus cher que la route bitumée. Une augmentation des frais d'entretien des routes en terre pourra permettre de réduire considérablement ce coût.

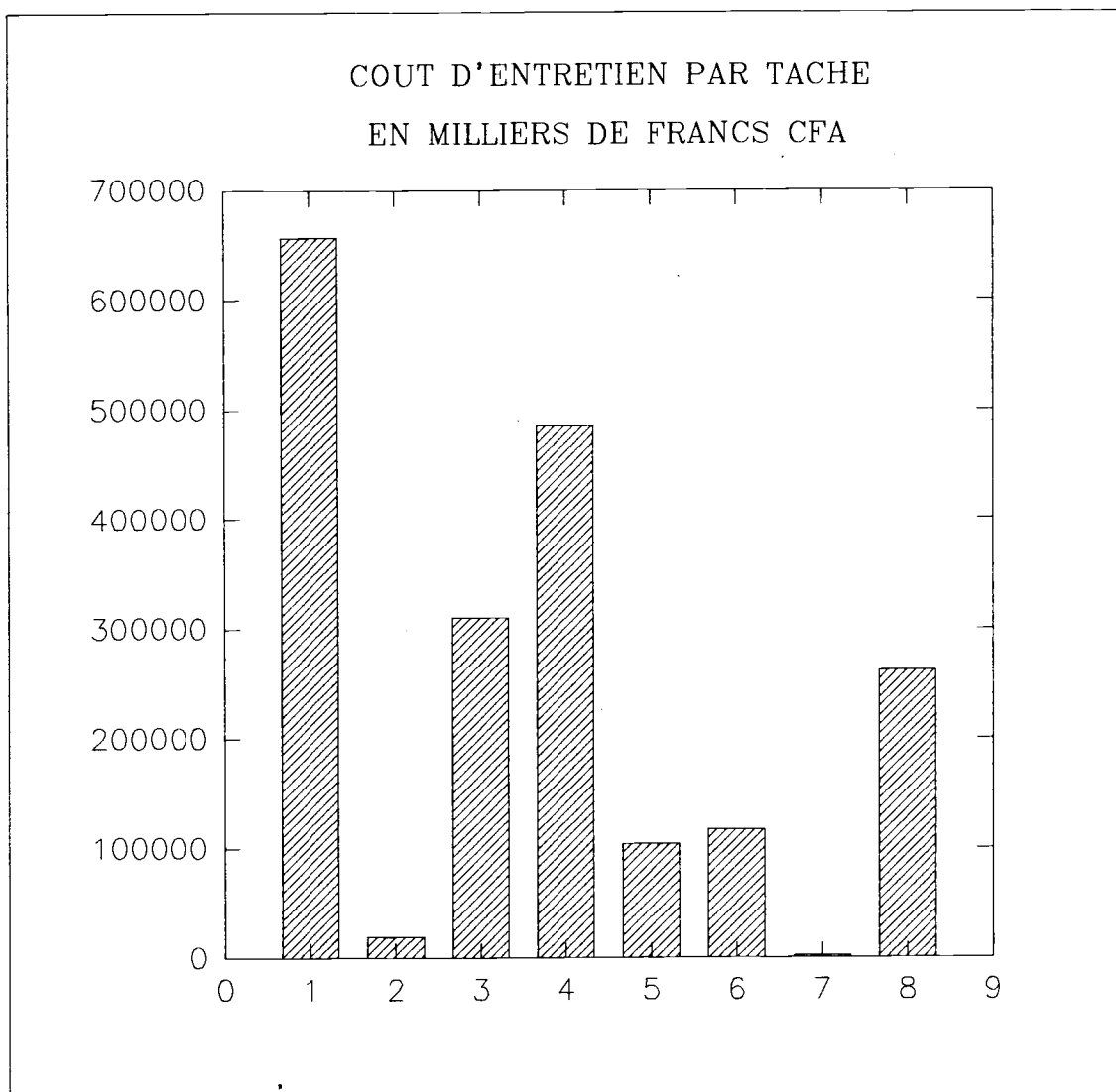
A notre avis une augmentation des qualités de la route en terre grâce à un investissement un peu plus élevé pourra rendre celle-ci économique et plus sécuritaire pour les usagers. Si la route en terre est plus économique dans des pays comme le Niger où son coût d'entretien est plus élevé que celui des routes revêtues, nous pensons qu'elle sera encore plus rentable dans les pays où l'on observe l'effet inverse.

5.3.3 Études des opérations les plus coûteuses de l'entretien des routes en terre

Sur les routes en terre les opérations plus coûteuses sont dans l'ordre décroissant; le point à temps, l'entretien des ouvrages et le reprofilage et lutte anti-tôle (MEQ/H 1988-1991) (figure 5.1).

5.3.3.1 Le point à temps

Sur une route en terre le point à temps est l'opération qui consiste à réparer les nids-de-poules en formation avant qu'il ne compromettent le drainage de la fondation. Les nids de poule



- N.B. 1 = COUT POINT A TEMPS
2 = COUT FOSSES ET DIVERGENTS
3 = COUT REPROFILAGE-LUTTE ANTI-TOLE
4 = COUT ENTRETIEN DES OUVRAGES
5 = COUT ENTRETIEN AMELIORANT
6 = COUT SIGNALISATION
7 = COUT RECHARGEMENT
8 = COUT FRAIS GENERAUX

figure 5.1. Coût d'entretien annuel par tâche

sont des petites dépressions provoqués à l'origine par le déchaussement d'un cailloux ou par l'hétérogénéité de surface. Leur formation est d'autant plus rapide que la fondation est insuffisante et les couches superficielles d'avantage sollicitées.

La méthode utilisée pour les réparer consiste à agrandir le trou, à le combler avec un matériau identique à celui qui a été utilisé pour la construction et à le compacter soigneusement après arrosage. Le compactage est effectué à la main à l'aide d'une dame ou mécaniquement avec une petite dame sauteuse.

C'est une opération qui est, en général, réalisée au début, pendant et juste après l'hivernage. Cela veut dire que les nids-de-poules se développent beaucoup pendant la saison des pluies. La stagnation des eaux sur la chaussée augmente l'intensité de ce problème. Pour y remédier ou diminuer ce coût, le point à temps doit se faire d'une manière méthodique. En début de saison de pluie, on doit accompagner le point à temps d'un reprofilage adéquat afin de drainer convenablement la chaussée et éviter la stagnation des eaux. Trop souvent, ceux qui exécutent ces opérations font juste un colmatage du trou avec le matériau disponible sans se soucier de la qualité ni du compactage. Évidemment, après le passage des véhicules le sol apporté est soit compacté soit rejeté hors du trou créant un autre nid de poule.

Appliquer de cette manière, le point à temps ne consistera qu'à des dépenses inutiles sans résorber le problème réel de la chaussée. Donc il s'agit pour chaque tronçon de route de diagnostiquer les vraies causes et d'essayer d'y remédier en

conséquence.

5.3.3.2 L'entretien des ouvrages

C'est l'une des opérations la plus coûteuse des routes en terre. Ceci est normal car il y va de la vie de toute la route. Les dégâts causés par l'eau à la route sont tellement grands qu'on ne peut se permettre de négliger l'entretien des ouvrages. Dans les régions du sahel, les pluies sont de courtes durées, mais d'une très forte intensité. Parfois les ouvrages sont rapidement saturés et on assiste à des coupures fréquentes de route durant la saison des pluies. Il faudra aussi souligner que dans ces pays la saison des pluies est courte (3 à 4 mois). Durant la longue saison sèche, il n'y a pas d'écoulement d'eau dans les ouvrages. La plupart de ces ouvrages sont ensablés ou envahis par les herbes. Au début de chaque saison de pluie, des frais importants sont consentis pour le nettoyage afin de les rendre de nouveau opérationnels.

Pour remédier à ce problème, les différents services d'entretien routier doivent suivre régulièrement les ouvrages et établir une banque de donnée par ouvrage. Cette banque doit comprendre les différents types d'intervention et le relevé des différents niveaux d'eau enregistrés. Ceci permettra de vérifier si l'ouvrage est suffisant ou s'il faut le renforcer. Trop souvent on assiste à des changements de lit des eaux (BCEOM-CEBTP, 1975, T2), les services d'entretien doivent veiller à ces problèmes et essayer d'y remédier à temps.

5.3.3.3 Le reprofilage et la lutte anti-tôle

C'est l'une des opérations qui affecte le plus le coût d'opération des véhicules si elle est mal faite ou n'est pas faite à temps. La tôle ondulée se produit beaucoup plus dans les pays sahéliens et surtout en saison sèche. La lutte anti-tôle ou reprofilage est une opération qui consiste à effacer les déformations de la chaussée causée par la circulation. Pour être efficace, elle doit être faite régulièrement avant que les déformations ne durcissent.

Le reprofilage se fait soit à l'aide d'un train de pneus tracté, soit par des grattes tôle ou à la niveleuse. Le plus efficace est celui fait à la niveleuse, mais dans les pays sahélien, par manque d'humidité, il ne peut être fait qu'en déblai pendant la saison sèche. Ce procédé crée une diminution de l'épaisseur de la couche de base et laisse des cordons le long du tronçon. Le profil devient plat et le drainage de la route se trouve sérieusement compromis. De plus ce genre d'entretien coûte cher et crée une importante perte en matériau.

Ce coût peut être réduit par l'utilisation des tracteurs traînant soit des pneus, soit des grattes tôle et en assurant un passage régulier en fonction du trafic. Il faut au moins deux passages par semaine pour un trafic de 100 à 200 véhicules par jour. Une bonne sélection de matériau lors de la construction des routes pourra aussi permettre de réduire le coût d'entretien et celui d'exploitation des véhicules.

Il faudra souligner que les expériences antérieures ont prouvé

qu'un compactage après un reprofilage léger est inutile même si le matériau est arrosé (Gérard, 1968)

Par contre, en début de saison des pluies, on pourra profiter de l'humidité et du point à temps intensif pour faire un reprofilage en remblai compacté. Ceci permettra de donner une bonne pente à la chaussée et d'améliorer le drainage de la route.

Des études technico-économiques de la stabilisation au ciment doivent être menées afin de vérifier si la stabilisation au ciment des routes en terre peut être une solution efficace et économique dans le cadre de la lutte anti-tôle.

5.4 Conclusion

Dans les pays en développement, le problème de l'entretien routier est un problème complexe. Aux problèmes techniques et de disponibilité de matériaux de qualité vient se greffer le problème financier. Dans ces pays la régularité des fonds n'est pas garantie et ceci compromet l'établissement d'un programme de maintenance à long terme. Parfois, même si les fonds sont disponibles, le circuit financier et administratif très complexe et rigide entraîne un surcoût de l'entretien et une prolongation du calendrier préétabli.

Il faut surtout retenir que dans ces pays, compte tenu du niveau de la circulation, l'amélioration des caractéristiques géométriques et géotechniques des routes en terre s'avère plus économique que le revêtement de ces dernières. Il s'agit donc de mettre en place des structures techniques chargées de suivre le réseau routier ou de renforcer ceux existants en mettant à leur

disposition des moyens humains et matériels adéquats.

Ces structures doivent se charger de mener des études poussées au niveau des différents tronçons routiers en vue de déterminer les causes réelles des dégradations. Elles doivent en même temps étudier les différentes méthodes d'interventions et sélectionner les plus convenables. Ceci doit permettre de faire un choix correct à la fois des techniques et de la périodicité d'intervention et en même temps de faire des programmations de l'entretien à long terme.

Ce travail doit tenir compte de certains facteurs importants tels:

- le trafic,
- le climat,
- la topographie,
- les caractéristiques géométriques et géotechniques de la route.

Plusieurs années de recherches sont nécessaires afin d'obtenir des résultats fiables et de créer une banque de données permettant de répondre adéquatement aux différents problèmes rencontrés sur le terrain.

Au Niger par exemple, ce travail peut être réalisé par le Bureau de Gestion routière en collaboration avec le Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment et le Centre de Perfectionnement des Travaux Publics. D'autre part il est important que les capacités du Centre de Perfectionnement des Travaux Publics soient renforcées en vue de lui permettre d'étudier les problèmes des routes au Niger en plus de son rôle de formateur.

CHAPITRE 6

CONCLUSIONS et RECOMMANDATIONS

6.1 Conclusions

Devant le problème d'entretien et le coût d'opération important qu'engendre les routes en terre, il est impérieux de mieux connaître les matériaux qui les constituent afin d'apporter une solution à ces problèmes. L'objectif est donc de trouver une solution technico-économique permettant de réduire ces coûts et d'améliorer le niveau de service de ces routes. Cet objectif est rendu difficile par la nature du matériau utilisé dans la construction de ces routes. Les latérites sont des sols résiduels caractérisés par l'évolution de leur état au cours de leurs identification. Une bonne connaissance de ces matériaux est l'un des éléments clés de la solution à nos problèmes.

Au cours de notre étude qui était celui de répondre à certains problèmes spécifiques de la route en terre, notamment celui de faire la différence entre les matériaux qui sont susceptibles ou non à la tôle ondulé et la perte en matériau, nous avons constaté qu'aucun des essais classiques ne répondait à nos préoccupations.

Au niveau des essais d'analyses granulométriques, nous avons constaté une grande difficulté à les reproduire. Les méthodes par la voie sèche ou la voie humide sont mal adaptées aux graveleux latéritiques. Les résultats des essais dépend beaucoup du mode de prétraitement et l'habileté de l'opérateur. De même, les résultats des essais qui sont liés à la granulométrie sont sujets à des

grandes dispersions.

Au niveau des essais de limites d'Atterberg, nous avons constaté une assez bonne reproductibilité de cet essai, à part quelques divergences constatées au niveau de la limite de plasticité. Nous pensons que l'utilisation d'un bon technicien expérimenté pourrait permettre de réduire les écarts constatés. Au cours de notre étude, nous avons remarqué que le temps d'imbibition a une faible influence sur les résultats des limites. Les échantillons imbibés à 1 heure et à 24 heures ont donné des résultats presque similaires.

Cependant, il faudra noter qu'aucun de ces deux essais ne nous a permis de faire la différence entre les graveleux latéritiques qui se sont mal ou bien comportés sur la route.

Des essais comme le proctor, la dureté des nodules, le C B R ont été étudiés. Malheureusement, le constat est toujours le même, aucun de ces essais ne nous a permis de faire la différence entre les deux types de graveleux latéritiques.

Au niveau des essais proctor nous avons constaté une assez bonne reproductibilité en dehors de quelques dispersions enregistrées au niveau des teneurs en eau optimum. Un autre constat est celui des résultats obtenus à partir des essais de compactage à échantillon renouvelé et non renouvelé. Nous avons remarqué que ces deux méthodes de compactage ont donné des résultats semblables. Cela veut dire que le fait de renouveler l'échantillon ou pas influe peut sur le résultat obtenu.

L'essai de dureté des nodules réalisé à partir d'un compactage

du matériau suivi de granulométrie n'a pas répondu non plus à nos attentes. Les résultats obtenus sont très dispersés et dépendent beaucoup des résultats des analyses granulométriques. Le fait de faire varier l'énergie de compactage a une faible influence sur les résultats des indices de dureté. Les essais à 10, 25 et 55 coups par couche ont donné des résultats très rapprochés.

Quand à l'essai C B R, nous avons constaté des dispersions de résultats similaires à celles constatées par les autres chercheurs. Les essais effectués à 96 heures d'imbibition sur les échantillons du PK 3 et PK 27 de la route Say-Tapoa éliminaient ces latérites comme couche de base. Par contre ces matériaux sont acceptables à 0 heure d'imbibition. Les teneurs en eau mesurées sur la chaussée au cours des présentes études et des études antérieures sont demeurées toujours inférieures à la teneur en eau optimum. Ceci démontre que l'imbibition à 96 heures est trop pénalisante pour les pays du sahel. D'autres constats fait sur la routes Tahoua-Arlit au Niger, ont montré que les graveleux latéritiques ayant des C B R inférieurs à 60 % se comportent bien après plus de quatre années de service. Au niveau des échantillons du Mali, nous avons constaté que les meilleurs C B R sont obtenus sur les mauvais tronçons. Ceci implique qu'un bon C B R ne justifie pas un bon comportement du matériau sur la route en terre. Donc le C B R ne peut être un bon critère de sélection de matériau de route en terre si l'on tient compte du problème de la tôle ondulée et de perte en matériau.

Au niveau des classifications, surtout celles de l'AASHTO et de l'USCS qui sont les plus couramment utilisées, nous avons

constaté que tous les échantillons sont classifiés dans une même classe y compris ceux dégradés prélevés sur la chaussée. Ceci démontre l'insuffisance de ces classifications pour prévoir le comportement des latérites sur la route.

D'autres essais moins courants ont aussi été étudiés au cours nos travaux. Ce sont des essais de stabilisation au ciment, des essais de résistance maximum à la compression sèche et des essais d'analyses chimiques.

Au niveau de la stabilisation, nous avons remarqué que l'apport de 2% de ciment au matériau a permis d'accroître sensiblement la résistance en compression simple. Le graveleux latéritique qui s'était mal comporté sur le terrain a donné les meilleures résistances. Les deux méthodes de mûrissement ont donné des résultats très proches.

L'essai de résistance maximum en compression simple n'a pu être effectué que sur les matériaux de la carrière du PK 63 de la route Dembou-Farié. Les résultats enregistrés sont supérieurs aux exigences de 1700 kPa.

Le dernier essai étudié est l'analyse chimique des graveleux latéritiques. Cet essai nous a permis de constater qu'il existe une relation entre le comportement du matériau et le pourcentage de silicates (SiO_2) et de sesquioxydes ($\text{Fe}_2\text{O}_3 + \text{Al}_2\text{O}_3$). Les graveleux latéritiques contenant un taux élevé de sesquioxydes sont plus susceptibles au phénomène de la tôle ondulée et de perte en matériau. Par contre ceux contenant un grand pourcentage de silicates sont moins susceptibles à ces phénomènes. Cet essai qui

n'est pas encore utilisé en géotechnique est le seul qui nous a permis de faire la différence entre les sols qui se sont mal ou bien comportés.

Enfin l'étude économique bien que très sommaire, nous a permis de constater que la route en terre est plus économique que celle revêtue dans les pays en développement à cause du faible taux du trafic. Les opérations les plus coûteuses de l'entretien routier sont le point à temps, l'entretien des ouvrages et le reprofilage et lutte anti-tôle. Une bonne sélection de matériau et un entretien adéquat permettent d'augmenter le niveau de service de la route et de réduire les coûts d'entretien et d'opération des véhicules.

6.2 Recommandations

Au niveau des essais classiques:

. Les recherches dans la but d'améliorer les essais d'analyses granulométriques doivent être poursuivies. Nous proposons l'utilisation d'un dispersant comme l'hexamétaphosphate de sodium pour dissocier les particules au cours des essais par la voie humide. Ceci permettra de réduire le temps d'imbibition de la latérite et l'énergie de brassage au cours du lavage .

. Il est important de penser à définir un mode opératoire unique et normalisé pour les essais de dureté des nodules. Malgré les difficultés liés à sa détermination, cet essai pourra permettre d'apprécier la qualité des matériaux routiers, surtout sur les routes revêtues. L'essai de compactage suivi de granulométrie peut

servir pour déterminer la dureté des nodules, mais une amélioration de la méthode doit être étudiée.

. Les classifications ASSHTO et USCS doivent être affinées par l'apport d'autres critères tels la dureté des nodules ou les essais d'analyses chimiques afin de leur permettre d'être efficace dans le cas des latérites. En plus, nous recommandons la mise au point de classifications régionales qui pourront mieux répondre aux attentes des uns et des autres et ceci en tenant compte des facteurs climatiques.

Pour résorber les problèmes de la tôle ondulée et de la perte en matériau nous recommandons:

. L'utilisation dans la mesure du possible des éléments inférieurs à 20 mm afin d'éviter les problèmes de déchaussement au niveau des matériaux plus grossiers.

. La poursuite des études de stabilisation au ciment sur route en terre tout en les accompagnant des études pratiques sur le terrain et des études économiques. On doit aussi penser à la normalisation des essais.

. La poursuite des recherches sur l'essai de résistance maximum à la compression sèche afin de vérifier si cet essai pourra

nous permettre de définir un critère de cohésion des graveleux latéritiques après séchage.

. La poursuite des recherches sur les analyses chimiques des latérites en vue de vérifier la tendance dégager au cours de notre étude et, de pouvoir adopter ces essais comme critère de sélection des graveleux latéritiques utilisés pour la construction des routes en terre, en complément des essais classiques.

. La finalisation du projet d'abaque proposé en complément des classifications classiques afin de nous permettre de classifier les graveleux latéritiques qui se comportent mal ou bien sur les routes non revêtues.

Au niveau de l'entretien routier nous recommandons:

. La mise au point d'une politique routière et des normes en conformité avec les réalités locales.

. Un bon suivi du réseau routier en mettant en place des bureau de gestion routière et des organes chargé de faire de la recherche dans le domaine de l'entretien routier en vue d'améliorer les techniques.

. La mise au point d'une banque fiable de données à partir des études pratiques sur le terrain et des essais de laboratoires permettant de répondre aux problèmes de la route et d'établir une programmation convenable de l'entretien routier en fonction des ressources disponibles.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Légende :

- AIGI : Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur.
 BCEOM: Bureau Central d'Etudes pour les Equipements d'Outres Mer.
 BLLPC: Bulletin de Liaison du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.
 BRRI : Building and Road Research Institute.
 CEBTP: Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics.
 ISTED: Institut des Sciences et des Techniques de l'Equipement et de l'Environnement pour le Développement.
 ORSTOM: Institut Français de Recherches pour le Développement en Coopération.
 RGRA : Revue Générale des Routes et Aérodrômes.
 SMUH : Secrétariat des Missions d'urbanisme et d'Habitat.

ADESUNLOYE, M.O. (1985). Sampling and Testing Residual soil in Nigeria. Sampling and Testing Residual soil, Review of International Practice, pp.127-132.

AUTRET, P. (1983). Latérites et graveleux latéritiques
 ISTED, Paris, 38 p.

AUTRET, P. (1984). Latérites. Colloque international, Routes et développement, Paris, vol.4, pp.135-151.

AUTRET, P. (1989). Routes dans des régions en développement. Laboratoire Central des Ponts et Chaussée, Paris, 64p.

BCEOM-CEBTP (1972). Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques. Tome 1, 287p.

BCEOM-CEBTP (1975). Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques. Tome 2, 483p.

BCEOM-CEBTP (1972). Manuel sur les routes dans les zones tropicales et désertiques. Tome 3, 395p.

- BOURGUET, J.-L., BROQUET, P., ROUSSEAU, J. (1985). Essai de classification des sols pour les terrassements. Bulletin de l'A.I.G.I. Paris, pp.25-33.
- BUCHANAN (1807). Journey from Madrag trough Misore, Canada and Malabat.
- CHAMELET, D. (1984). Laterites et latérisation - I: les mécanismes. Ministère des mines, direction de la géologie, Mission géologique de Yamoussoukro, Yamoussoukro, 57 p.
- CHATELIN, Y. (1972). Les sols ferrallitiques T1, Historique, Developpement des connaissances et formation des concepts actuels. (ORSTOM-Paris).
- COCKS, G.C., HAMORY, G. (1988). Road Construction Using Lateritic Gravel in Western Australia. Proceedings of the second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapour, vol.I, pp.369-403.
- COUGNY, G. (1987). Classification géotechnique des sols de Côte d'Ivoire. Bulletin spécial géotechnique No 7, pp.23-32.
- DAVIN, M. (1966). Etudes théoriques sur l'amorçage de la tôle ondulée des chaussées à surface meuble. Annales des Ponts et Chaussées, Vol 136, No V et VI- 9/10 et 11/12 pp.271-279 et pp.339-356.
- DREYFUS, J. (1952). Les latérites, généralités, leur utilisation en technique routière. RGRA No 245.
- FENZY, E. (1974). La tôle ondulée, effet pneumatique. R G R A No 503 Novembre, pp 67-74.
- GERARD M. (1968). La route en terre, structure et entretien. Editions Eyrolles, (BCEOM pp.61-65 et pp. 108-110).
- GIDIGASU, M.D. (1970). Engineering Characteristic of Laterites. BRRI Ghana, 31 p.

- GIDIGASU, M.D. (1971). The Importance of Soil Profiles to the Engineering Studies of Lateric Soils in Ghana. Fifth Regional Conference for Africa on Soil Engineering and Foundation Engineering, Luanda, pp.55-60.
- GIDIGASU, M.D. (1972). Mode of Formation and Geotechnical Characteristics of Laterite Materials of Ghana in Relation to Soil Forming Factor, BRRI Ghana, 71p.
- GIDIGASU, M.D., YEBOA, S.L. (1972). Significance of Pretesting Preparations in Evaluating Index Properties of Laterite Materials. Transportation Research Record, TRR no.405, pp.105-117.
- GIDIGASU, M.D. (1975). Behaviour of Laterite Materials in Roadway Structure. BRRI, Ghana, 37 p.
- GIDIGASU, M.D. (1976). Laterite soil engineering, pedogenesis and engineering principles. BRRI Ghana.
- GIDIGASU, M.D. (1980). Some Problems Relating to Compaction Control of Problem Soils. Seventh Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Accra, vol.II, pp.785-797.
- GIDIGASU, M.D. (1980). Variability of Geotechnical Properties of Subgrade Soils in a Residual Profile Over Phyllite. Seventh Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Accra, vol.I, pp.95-103.
- GIDIGASU, M.D. (1985). Sampling and Testing Residual Soil in Ghana. Sampling and Testing Residual Soil, Review of International Practice, pp. 65-74.
- GRESILLON, J.M. (1978). Quelques observations sur l'usure mécanique des chaussées non revêtues appelé tôle ondulée. R G R A No 539 Février 1978, pp 63-66.
- HARRASSIWTZ, H. (1926). Laterite, Forsch Geol. Paleont. Berlin.

- HEAD, K. H. (1980). Manual of soil laboratory testing, volume 1. A Hastled press book, pp.268-310.
- INGLES, O.G., METCALF, J.B. (1973). Soil stabilization, principles and practice. A Hastled press book, pp 103-125.
- ISTED (1984). Routes et développement, Comptes rendus du colloque international. Paris, vol.4, 235 p.
- ISTED (1987). Le savoir-faire français en matière de compactage à faible teneur en eau des sols et matériaux de terrassement et chaussées. Paris, 43 p.
- ISTED (1990). Utilisation des Graveleux Latéritiques en Construction Routière. Paris, 143 p.
- IZHAR, U. H. (1985). Sampling and Testing Residual Soil in Pakistan. Sampling and Testing Residual, Review of International Practice, pp. 133-138.
- JEUFROY, G. (1954). Le phénomène de la tôle ondulée. Revue Générale du Caoutchouc.
- JONES, T.E., ROBINSON, R., SNAITH, M.S. (1984). A Field Study on the Determination of Unpaved Roads and the Effect of Different Maintenance Strategies. Proceedings of the eighth Regional Conference for Africa on Soil mechanics and Foundation Engineering, Harare, pp.293-303.
- JONNEAUX, R. (1975). Possibilités Comparés des Routes non Revêtues et des Routes Revêtues dans les Pays Africains. Edtiteur, ministère français de la coopération, 136p.
- LEE, S.O; LO, K.W; LEUNG, C.F. (1985). Sampling and Testing Residual Soil. Sampling and Testing, Review of Internatinal Practice, pp.133-138.

Les sols latéritiques et d'autres sols difficiles de l'Afrique (1971). (Etudes géotechniques pour USAID-Lyon Associates, Maryland USA-BRRI, Kumassi Ghana).

LITTLE, A.L. (1967). Laterites. Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haïfa, vol.II, pp.61-71.

LITTLE, A.L. (1967). The Use of Tropically-Weathered Soils in the Construction of Earth Dams. Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haïfa, PP.35-41.

MADU, R.M. (1975). Some Nigerian Soils - Their Characteristics and Relative Road Building Properties on a Group Basis. Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, pp.121-129.

MADU, R.M. (1980). The Use of the Chemical and Physiochemical Properties of Laterites in Their Identification. Seventh Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Accra, vol.I, pp. 105-117.

MAIGNIEN. (1966). Compte rendu de recherches sur les latérites (ORSTOM-UNESCO).

MALOMO, S., OBADEMI, M.O., ODEDINA, P.O., ADEBO, O.A. (1983). An Investigation of the Peculiar Characteristics of Laterite Soils From Southern Asia. Bulletin de l'A.I.G.I. Paris, no.28, pp.197-206.

MAUD, R.R. (1971). The Occurrence and Properties of Ferricretes in Natal, South Africa. Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Luanda, vol.I, pp.3-5.

MINISTERE DE L'EQUIPEMENT, Direction des Travaux Publics du Niger. Etudes Analitiques des Coûts de l'Entretien Routier au Niger. (Années 1988-1990 et 1990-1991), 93 p.

NOVAIS-FERREIRA, H., CORREIRA, J.A. (1965). The Hardness of Lateritic Concretions and its Influence in the Performance of Soil Mechanics Tests. The sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal Canada.

PELTIER, R. (1969). Manuel du laboratoire Routier. Edition Dunod, Paris, pp 19-152.

REQUIRAND, R. (1985). La route Tahoua-Arlit (Niger): comportement des matériaux de chaussée après quatre années de service. ISTED, Paris, 19 p.

SANDRO, S. S. (1985). Sampling and testing residual soil in Brazil. Sampling and testing residual soil, a Review of International Practice, pp 31-50.

SANTOS, S. T. (1985). Sampling and testing residual soil in Philippines. Sampling and Testind Residual Soil a Review of International Practice, pp 139-152.

THILLOUX, M., REQUIRAND, R. (1983). La route Tahoua-Arlit (Niger): les matériaux de chaussés. ISTED, Paris, 48 p.

TRAN, N., L., AUTRET, P. (1982). Application de l'essai au bleu de méthylène au graveleux latéritiques. R G R A, No 586 pp 19-27.

TRAN, N., L. (1984). L'essai au bleu de méthylène turbidimétrique. Bulletin de l'AIGI No 29, Paris, pp. 453-456.

Rapports réalisés dans le cadre du projet graveleux latéritiques exploités au cours de cette thèse:

- . Rapports publiés par l'Ecole des Mines et de la Géologie (EMIG), Niamey-Niger.

- Etudes des dégradations dans les routes en terre, cas des routes : Niamey-Say-Tapoa et Margou-Falmey-Gaya (Rapport MG/91-01, Juin 1991).

- Etudes des dégradations dans les routes en terre, cas des routes : Bamako-Kangaba et Kati-Kolokani (Rapport MG/92-01, Juin 1992).

- Routes en graveleux latéritiques, cas des routes: Kati-Kolokani et Bamako-Kangaba (Rapport MG/92-02, Juin 1992).

- Essais de laboratoire et Evaluation de l'état des routes au Niger (Rapport MG/92-03, Juin 1992).

- . Rapports publiés par l'Université de Moncton au Canada

- Utilisation des graveleux latéritiques comme couche de base pour la construction des routes (Rapport GT/90-01, Sept.1990).

- Les sols graveleux latéritiques, utilisation en construction routière (Rapport GT/91-01, Juin 1991).

- Les sols graveleux latéritiques, essais de laboratoire (Rapport GT/91-02, Juin 1991).

- Les sols graveleux latéritiques, essais de laboratoire (Rapport GT/92-02, Juin 1992).

- Essais sur le terrain et en laboratoire sur les graveleux latéritiques en provenance du Niger et du Mali (Rapport GT/93-01, Janvier 1993).

BIBLIOGRAPHIE COMPLEMENTAIRE

Cette bibliographie n'a pas été utilisée dans les références, mais elle nous a servie au cours de nos travaux.

- ACKROYD, L.W. (1967). Formation and Properties of Concretionary and Non-Concretionary Soils in Western Nigeria. Fourth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Luanda, pp. 17-22.
- AKPOKODJE, E.G. (1986). The Geotechnical Properties of Lateritic and Non-Lateritic Soils of Southeastern Nigeria and Their Evaluation for Road Construction. Bulletin de l'A.I.G.I. Paris, no.33, pp.115-121.
- ANIFOWOSE, A.Y.B. (1989). The Performance of Some Soils Under Stabilization in Ondo State, Nigeria. Bulletin de l'A.I.G.I. Paris, no.41, pp.129-138.
- ATLAN, Y. (1974). Classification géotechnique routière des sols latéritiques ivoiriens. RGRA, no.495, pp.37-44.
- AYETEEY, J.K. (1990). Site Investigation Problems in Residual Soils of Some Birrimian Rocks of Ghana. Bulletin de l'A.I.G.I. Paris, no.41, pp.27-37.
- BAGARRE, Ed. (1990). Utilisation des graveleux latéritiques en technique routière. C.E.B.T.P, Paris, 143 p.
- BALLIVY, G., DAYRE, M. (1984). Correlations entre les propriétés physico-mécaniques des roches et le comportement des granulats manufacturés. Bulletin de l'A.I.G.I. Paris, no.29, pp.339-342.

- BALOGUN, L.A. (1984). Influence of Geological Origin on the Geotechnical Properties of Lime-Stabilized Laterites. Proceedings of the eighth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harare, pp.355-362.
- BONNOT, J. (1984). Conception des chaussées. Colloque international, Routes et développement, Paris, vol.4, pp.83-105.
- BRAND, E.W., PHILLIPSON, H.B. (1985). Review of International Practice for the Sampling and Testing of Residual Soils. South Asian Geotechnical Society, pp.7-21.
- BRIDLE, R. (1984). Réalisation des chaussées. Colloque international, Routes et développement, Paris, vol.4, pp.121-134.
- CHAGNAS, M., TIJOU, J. C. (1976). Problèmes posés par la construction de chaussées au Gabon. BLLPC, no.84, pp.49-60.
- CHAGNAS, M., TIJOU, J. C., BELLANGER, R. (1981). les latérites du Gabon dans le domaine routier. LCPC, Paris, 26 p.
- CHIN, F.K. (1988). General Report: Construction of Dams, Roads, Airfields, Harbours, Land Reclamation in or on Tropical Soils. Proceedings of the second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapour, vol.II, pp.607-617.
- CISSE, A. (1976). Contribution à l'étude des graveleux latéritiques au Niger. Travail de fin d'études préparé au Laboratoire Central des Ponts et Chaussée, Paris, 111 p.
- CISSE, A. (1982). Compactage à Sec des Remlais et Assises de Chaussées, Rapport de Recherche L C P C No 112 94 p.

- CORREIA, J.A. (1967). Some Results of Chemical Analysis of Laterites. Fourth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cape Town, pp.47-52.
- COSTA FILHO, L.M., DE CAMPOS, T.M.P., RITTER, E., RIBEIRO, A.C.O. (1988). Geotechnical Properties of a Compacted Lateric Gravel from Cachoeira Porteira Dam. Proceedings of the second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapur, vol.I, pp.127-134.
- COUGNY, G. (1988). Exploitation des emprunts de gravelleux latéritiques par des méthodes géostatiques. Bulletin de l'A.I.G.I. Paris, no.38, pp.45-53.
- CRUZ, P., T., NIEBLE, C., M. (1971). Engineering Properties of Residual Soils and Granular Materials Originated from Basalts - Capivara Dam, Brasil. Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Luanda, pp.19-27.
- DA COSTA A. (1971). Iron and Clay Content And the Geotechnical Identification of Laterites. Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Luanda, pp.37-43.
- DA SILVA, C.A.F., GUIMARAES, J.M., MARTINS, A.A. (1967). Use of a Material Formed by Ferric Oxides in the Pavement of a Road: Comparative Study With Other Solutions. Fourth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cape Town, pp.87-92.
- DE GRAFT-JOHNSON, J.W.S. (1975). Laterite Soils in Road Construction. Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, pp.89-98.
- DE GRAFT-JOHNSON, J.W.S., BHATIA, H.S., YEBOA, S.L. (1972). Influence of Geology and Physical Properties of Strength Characteristics of Lateritic Gravels for Road Pavements. Transportation Research Record, TRR no.405, pp.87-104.

- DESAI, Mahesh D. (1985). Geotechnical Aspects of Residual Soils of India. South Asian Geotechnical Society, pp.83-98.
- DESHMUKH, A.M. (1988). Geotechnical Properties of Laterites of Goa. Proceedings of the second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapur, vol.I, pp.143-147.
- EMERY, S.J. (1984). Prediction of Pavement Moisture Content in Southern Africa. Proceedings of the eighth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harare, pp.238-250.
- FERREIRA, M., JAIME, M. (1971). Mechanical Effect on Geotechnical Properties of Lateric Soil. Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Luanda, pp.33-35.
- GOITA, N. F., SAMAKE, K. (1987). Thème: Les sols latéritiques: Caractéristiques et utilisations. Ecole Nationale d'Ingénieurs, Bamako, 83 p.
- GOMES TEIXEIRA, J.A.P. (1971). Lateric Soils of the Cela Region: Mineralogy and Geotechnical Classification". Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Luanda, pp.61-66.
- HAMMOND, A.A. (1981). Evolution of the One-Point Method for Determining the Laboratory Maximum for Dry Density. International Conference on Compaction, Paris, vol.I, pp.47-50.
- HAMMOND, A.A. (1984). A Study of Factors Influencing Autogenous Healing in Lime and Cement Stabilised Road bases. Proceedings of the eighth Regional Conference For Africa on Soil Mechanics And Foundation Engineering, Harare, pp.371-379.

INGLES, O.G., WILLIAMS, H.J. (1980). Dry-Of-Optimum Compaction And Saturation Settlements. International Conference on Compaction, Paris, vol.I, pp.139-143.

ISTED. (1983). Road Maintenance, The French Experience, Its Adaptation Possibilities. Paris, 39 p.

JACKSON, J.O. (1984). Stabilisation Characteristics of a Problem Sedimentary Laterite. Proceedings of the eighth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harare, pp.381-386.

JOHN, P.V., RAJU, V.S. (1975). Analysis of Footings on Vesicular Laterite. Geotechnical Engineering, vol.6, pp.119-132.

KUMPALEY, N.K., INKABI, K.E. (1974). The Influence Of Cup Friction and Grading on the Liquid Limits of Some Ghananian Soils. Transportation Research Record, TRR no.947, pp.81-111.

Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics. (1977). Recommandations pour l'utilisation en corps de chaussée des graveleux latériques naturels. République de Côte d'Ivoire, 34 p.

Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics. (1978). Recommandations pour le choix, l'étude et la mise en oeuvre des sols de plate-forme. République de Côte d'Ivoire, 68 p.

LARCHER, M.E., BIAREZ, J., KONE, FRY, J.J. (1980). Compactage des sols en teneur en eau naturelle en zone aride, application à la construction d'une section de route expérimentale à Gao. Colloque international sur le compactage, Paris, vol.I, pp.261-266.

LIAUTAUD, G. (1984). Conception des chaussées. Colloque international, Routes et développement, Paris, vol.4, pp.63-82.

- MADU, R.M. (1984). The Influence of Soil Chemical Composition on Cement Treated Laterites. Proceedings of the eighth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harare, pp.391-402.
- MALOMO, S. (1981). The Compressibility Characteristics of a Compacted Laterite Soil. Bulletin de l'A.I.G.I., Aachen/Essen, no.24, pp.151-154.
- MALOMO, S. (1983). Stress-Strain Behaviour of Some Compacted Laterite Soils from North-East Brasil. Bulletin de l'A.I.G.I. Paris, no.28, pp.49-54.
- MALOMO, S. (1983). Weathering and Weathering Products of Nigerian Rocks, Engineering Implications. Tropical Soils of Nigeria, University of Benin, Benin City, pp.39-59.
- MALOMO, S. (1989). Microstructural Investigation on Laterite Soils. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.39, pp.105-109.
- MALOMO, S., OGUNSANWO, O. (1983). The Pre-Consolidation Pressure of a Laterite Soil. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.28, pp.261-265.
- MARTINEAU, Y. (1982). Amélioration des latérites destinées aux couches de chaussées par des granulats concassés. RGRA No 586, pp 71-75.
- MESIDA, E.A. (1986). Some Geotechnical Properties of Residual Mica Schist Derived Subgrade and Fill Materials in the Ilesha Area, Nigeria. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.33, pp.13-17.
- MESIDA, E.A. (1987). The Relationship Between the Geology and the Lateritic Engineering Soils in the Northern Environs of Akure, Nigeria. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.35, pp.65-69.

- METCALF, J.-B. (1984). Géotechnique routière. Colloque international, Routes et développement, Paris, vol.4, pp.107-119.
- MOH, Z.-C., CHIN, Y.P., NG, S.C. (1967). Cement Stabilisation of Lateritic Soils. Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haïfa, pp.42-46.
- MOREL, G., AUTRET, P. (1980). Compactage à teneur en eau quasi nulle. Colloque international sur le compactage, Paris, vol.I, pp.275-280.
- MORIN, W.J., AYETAY, J.K. (1971). Formation and Properties of Red Tropical Soils. Fifth Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Luanda, pp.45-54.
- MOUNTAIN, M.J. (1971). Tropical and Subtropical Concretionary Soils. Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Luanda, vol.II, pp.40-49.
- ODIER, L.; MILLARD, R.S.; PIMENTE, D.S.; MEHRA, S.R. (1968). Route dans les Pays en voie de développement, conception, construction, et entretien. Eyrolles 1968.
- OGUNSANWO, D. O. (1985). Variability in shear strength characteristics of an amphibolite derived laterite soil. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.32, pp.111-115.
- OGUNASNWO, D. O. (1986). Basic index properties, mineralogy and microstructure of an amphibolite derived laterite soil. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.33, pp.19-25.
- OGUNSANWO, D. O. (1988). Basic geotechnical properties and mineralogy of some laterite soils from S.W. Nigeria. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.37, pp.131-135.

- OGUNSANWO, D. O. (1989). Some properties of a sedimentary laterite soil as engineering construction material. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.39, pp.131-157.
- OLA, S.A. (1975). Stabilization of Nigerian lateric soils with cement, bitumen and lime. Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, pp.145-152.
- OLA, S.A. (1978). Corrugations on gravel and lateric roads. Transportation Engineering Journal, T.E.2, pp.227-237.
- OLA, S.A. (1983). Geotechnical properties and behaviour of some Nigerian lateric soils. Tropical soils of Nigeria, University of Benin, Benin City, pp.61-84.
- PRIMEL, L. (1984). Recherche pluridisciplinaire sur les granulats dans les laboratoires des ponts et chaussées en France (1964-1984). Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.29, pp.147-151
- QUEIROZ DE CARVALHO, J.B. (1984). Lateritic agregat used to fabricate concrete. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.30, pp.461-463.
- RAO, S.M., SRIDHARAN, A., CHANDRAKARAN, S. (1988). The role of ironoxide in tropical soil properties. Proceedings of the second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapour, vol.I, pp.43-48.
- RETOUR, P. (1985). Entretien routier en Colombie. ISTED, Paris, 40 p.
- ROBERTS, P.W.D.H. (1980). Measuring the performance of unsealed road surfaces in Ghana. Seventh Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Accra, vol.I, pp.377-625.

- ROSSI, P.L., ILDEFONSE, P., DE NOBREGA, M.T., CHAUVEL, A. (1983). Etude des transformations structurales et minéralogiques provoquées par compactage avec ou sans addition de chaux à des argiles latéritiques brésiliennes. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.28, pp. 153-159.
- ROZOS, D. (1986). An investigation of the mineralogical, physical and mechanical properties of Greek laterites. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.33, pp.91-96.
- SAHASRABUDHE, Y.S., VAIDYANATH, L.N. (1979). Some Indian plateau laterites and their engineering properties. Proceedings of the International Seminar on Laterisation Processes, Trivandrum, India, pp.411-424.
- SAUTERY, R. (1984). Quelles routes... pour quel développement. Colloque international, Routes et développement, Paris, vol.4, pp.219-225.
- SCHELLMANN, W. (1979). Considerations on the definition and classification of laterites. Proceedings of the International Seminar on Laterisation Processes, Trivandrum, India, 10 p.
- SICCARDI, J.-P., PERASSO, R. (1984). Exemple de fichiers granulats: la région Provence, Alpes, Côte d'Azur et Corse (France). Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.29, pp.169-174.
- SIKALI, Florent, MUNDI, E. (1980). Comportement et caractéristiques élastiques et viscoélastiques d'une latérite. Seventh Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Accra, vol.II, pp.757-765.
- SINGH, Gurdev, AKOTO, Baffour, K.A. (1986). Rational desing of lime-stabilised laterite roads. Transportation Engineering Journal, T.E.6, pp.653-665.

- SMITH, R.B. (1988). Loading characteristics of a tertiary clay and implications for road pavement designs. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.37, pp.137-141.
- SMUH-BCEOM. (1977). Les métiers de l'entretien routier dans les pays africains. 211 p.
- SOARES DE CARVALHO, G. (1967). The genesis of laterites from the geological point of view. Fourth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cape Town, pp.61-64.
- SOARES DE CARVALHO, G. (1971). Geology of materials used in highway construction that run through the planation surfaces of the south of Angola. Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Luanda, pp.17-22.
- SRIDHARAN, A. (1988). General report: Engineering properties of tropical soils. Proceedings of the second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapour, vol.II, pp.527-540.
- SUDDHIPRAKARAN, A., GILKES, R.J. (1979). Mineralogical and chemical aspects of laterisation in southwestern Australia. Proceedings of the International Seminar on Laterisation Processes, Trivandrum, India, pp.34-44.
- TING, W.H., OOI, T.A. (1976). Behaviour of a Malaysian residual granite soil as a sand-silt-clay composite soil. Journal of Southeast Society of Soil Engineering, Geotechnical Engineering, vol.7, no.2, pp.67-79.
- TOWNSEND, Frank C., MANKE, Phillip G., PARCHER, James V. (1971). The influence of sesquioxides on lateritic soil properties. Transportation Research Record, TRR no.374, pp.81-92.
- VAN DER MERWE, C.P., BATE, I.C. (1971). The properties and use of laterites in Rhodesia. Fifth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics And Foundation Engineering, Luanda, pp.7-15.

- VANHEULE, V.R. (1982). Utilisation de latéritiques gravelleuses pour couches de base de chaussées souples à revêtement hydrocarbonné. RGRA, no.589, pp.34-38.
- VARGAS, M. (1988). Characterization, identification and classification of tropical soils. Proceedings of the second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapour, vol.I, pp.71-75.
- VAUGAN, P.R. (1988). Keynote paper: Characterising the mechanical properties of in-situ residual soil. Proceedings of the second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapour, vol.II, pp.469-487.
- VOLD, R.C. (1967). The bilateral load test and its application to lateritic soils. Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haïfa, pp.47-50.
- WALLACE, K.B. (1973). Structural behaviour of residual soils of the continually wet highlands of Papua New Guinea. Géotechnique, vol.23, no.2, pp.203-218.
- WATES, J., VON M. WAGENER, F. (1984). Some properties of compacted gravels and control tests. Proceedings of the eighth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harare, pp.153-158.
- WESLEY, L.D. (1988). Engineering classification of residual soils. Proceedings of the second International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapour, vol.I, pp.77-84.
- WIGGINTON, W.B. (1967). Problems in the use of iron-rich laterites in the roadway structure - S.E. Thailand. Third Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Haïfa, pp.51-54.
- YASIN, M. J. (1991). Some geotechnical properties of soil in the Haditha area, W. Iraq. Bulletin de l'A.I.G.I., Paris, no.41, pp.129-138.

ANNEXE I

ESSAIS EFFECTUES SUR LES MATERIAUX DE NIGER

L'annexe I présente les résultats de quelques essais effectués à l'Université de Moncton et au Laboratoire National des Travaux Publics et du Bâtiment du Niger sur les échantillons prélevés au Niger.

Les figures AI.1, AI.5, AI.6, présentent les courbes d'essais proctor réalisés sur des échantillons renouvelés et non renouvelés au niveau d'une même carrière. Ces courbes montrent que les variations des densités sèches maximales sont faibles, tandis que les variations des teneurs en eau sont plus sensibles.

Les figures AI.2, AI.3, AI.4, AI.7, AI.8, AI.9, AI.10, présentent les courbes d'essais proctor effectués sur un même échantillon, en renouvelant ou non d'échantillon pour chaque point de compactage. Ces courbes montrent que le mode compactage (en renouvelant ou pas d'échantillon) influe peu sur les valeurs des densités sèches maximales et de teneurs en eau optimales.

Les figures AI.11, AI.12, AI.13, AI.14, présentent les courbes d'analyses granulométriques des échantillons avant et après compactage. On peut remarquer que les granulométries après un ou deux compactages d'un même échantillon sont assez proches. On remarque aussi que les matériaux de la carrière PK 3 sont les moins dégradés.

Les figures AI.15 et AI.16, présentent les courbes granulométriques avant et après compactage à différentes énergies

sur des échantillons d'une même carrière. On remarque que la variation de l'énergie de compactage a peu d'influence sur la dégradation du matériau.

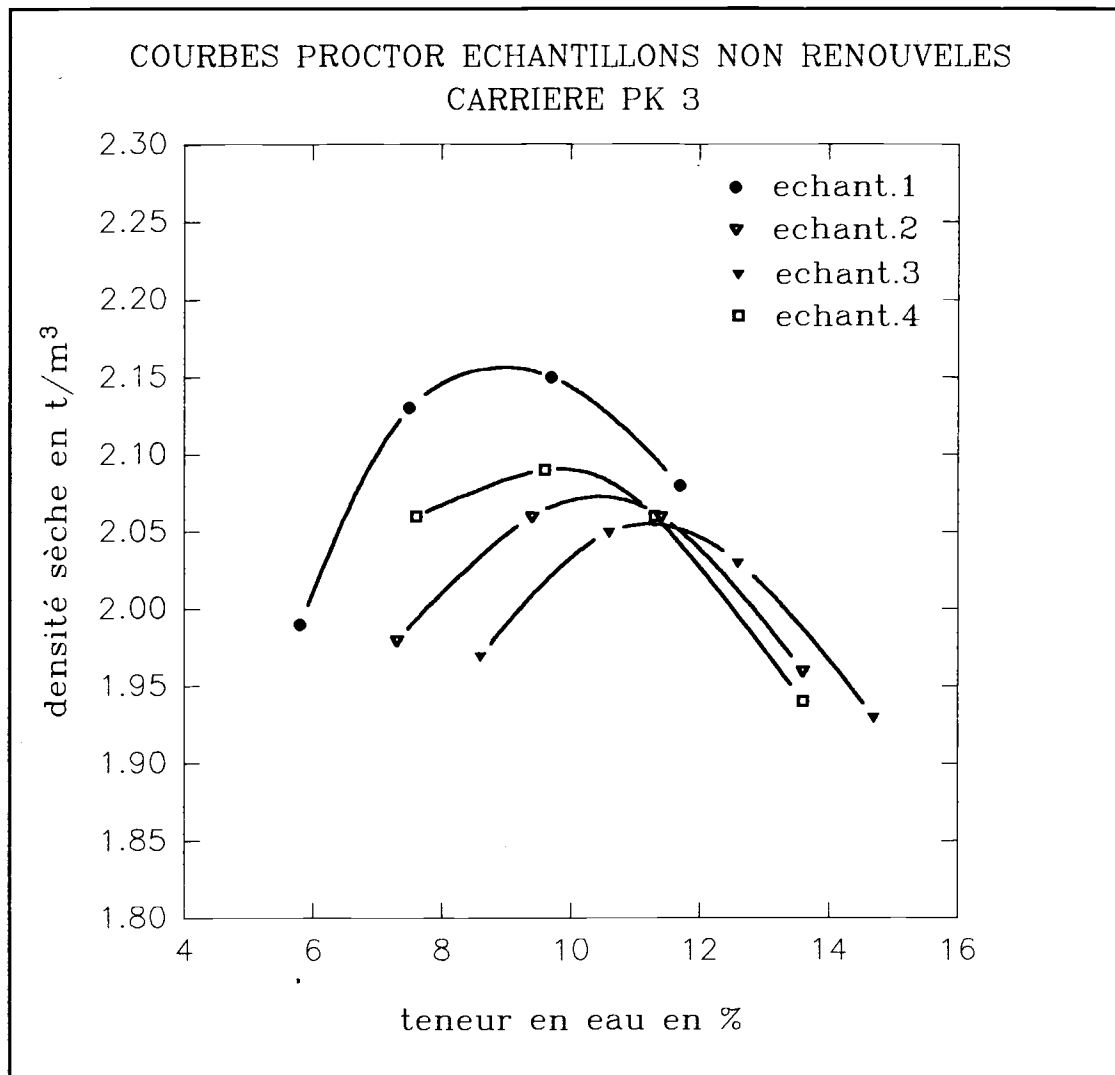


figure A1.1. Courbes proctor sur quatre échantillons non renouvelés, carrière PK 3.

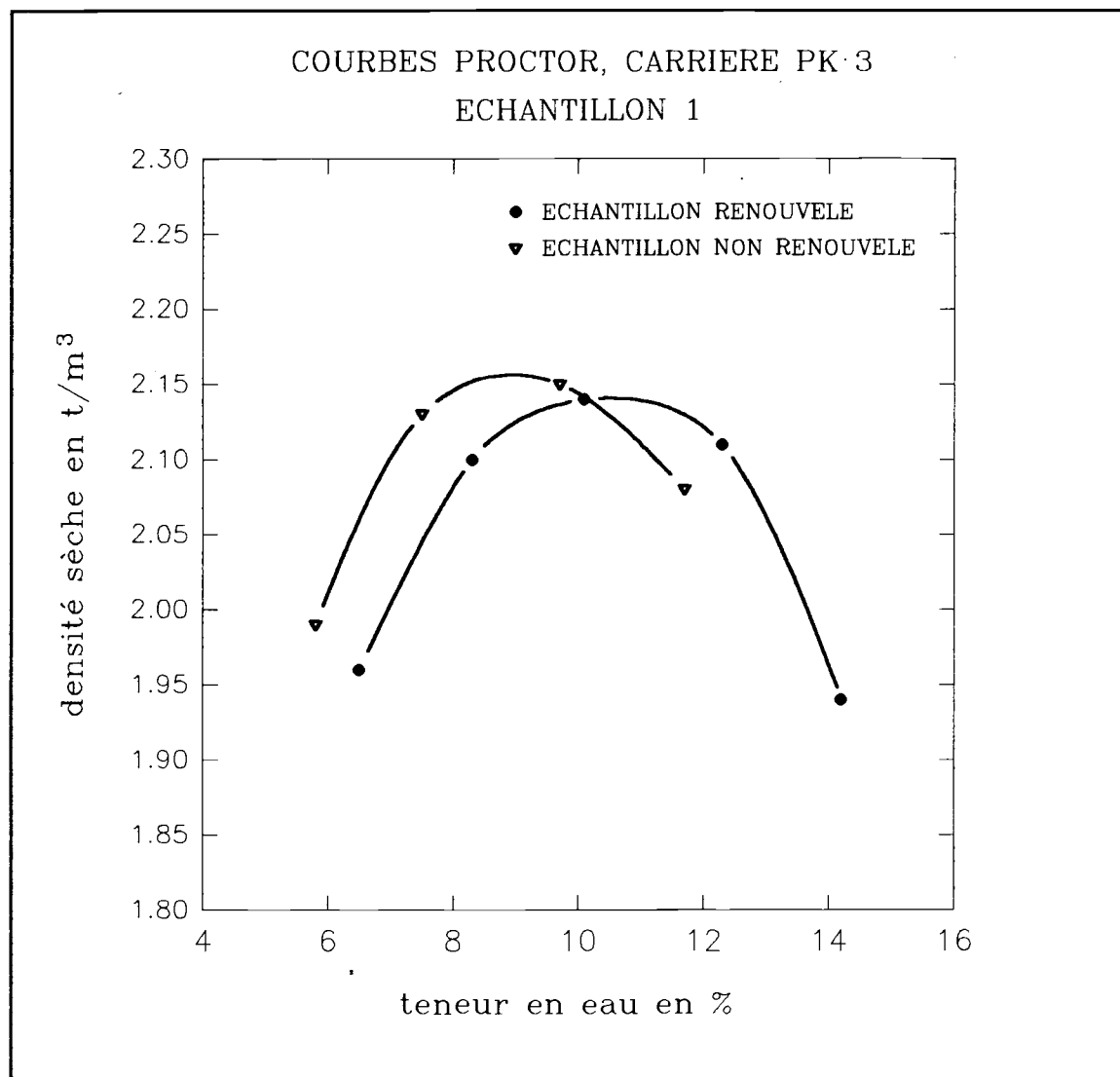


figure A1.2. Courbes proctor sur un même échantillon renouvelé et non renouvelé, carrière PK3.

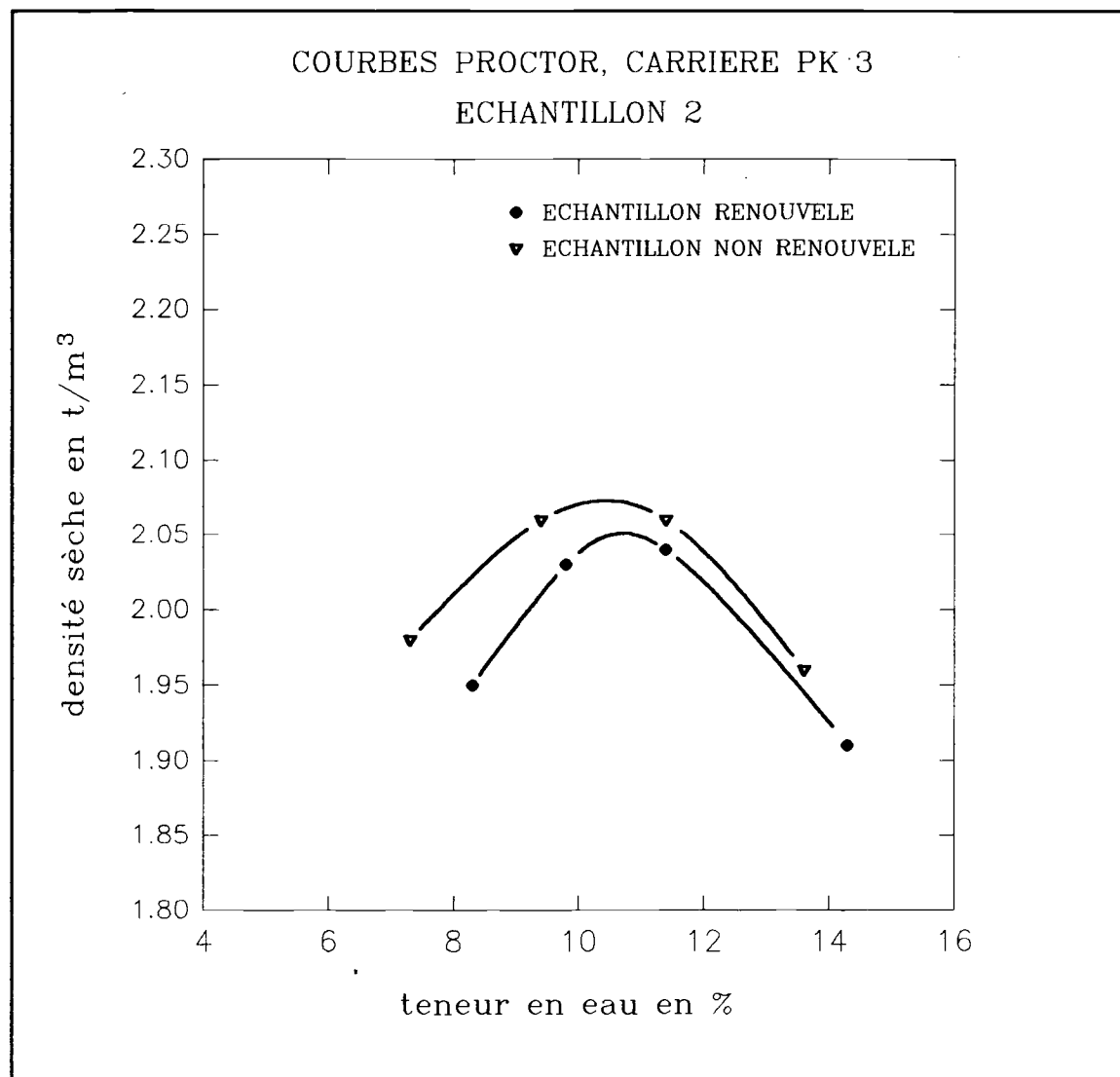


figure A1.3. Courbes proctor sur un même échantillon, renouvelé et non renouvelé, carrière PK3.

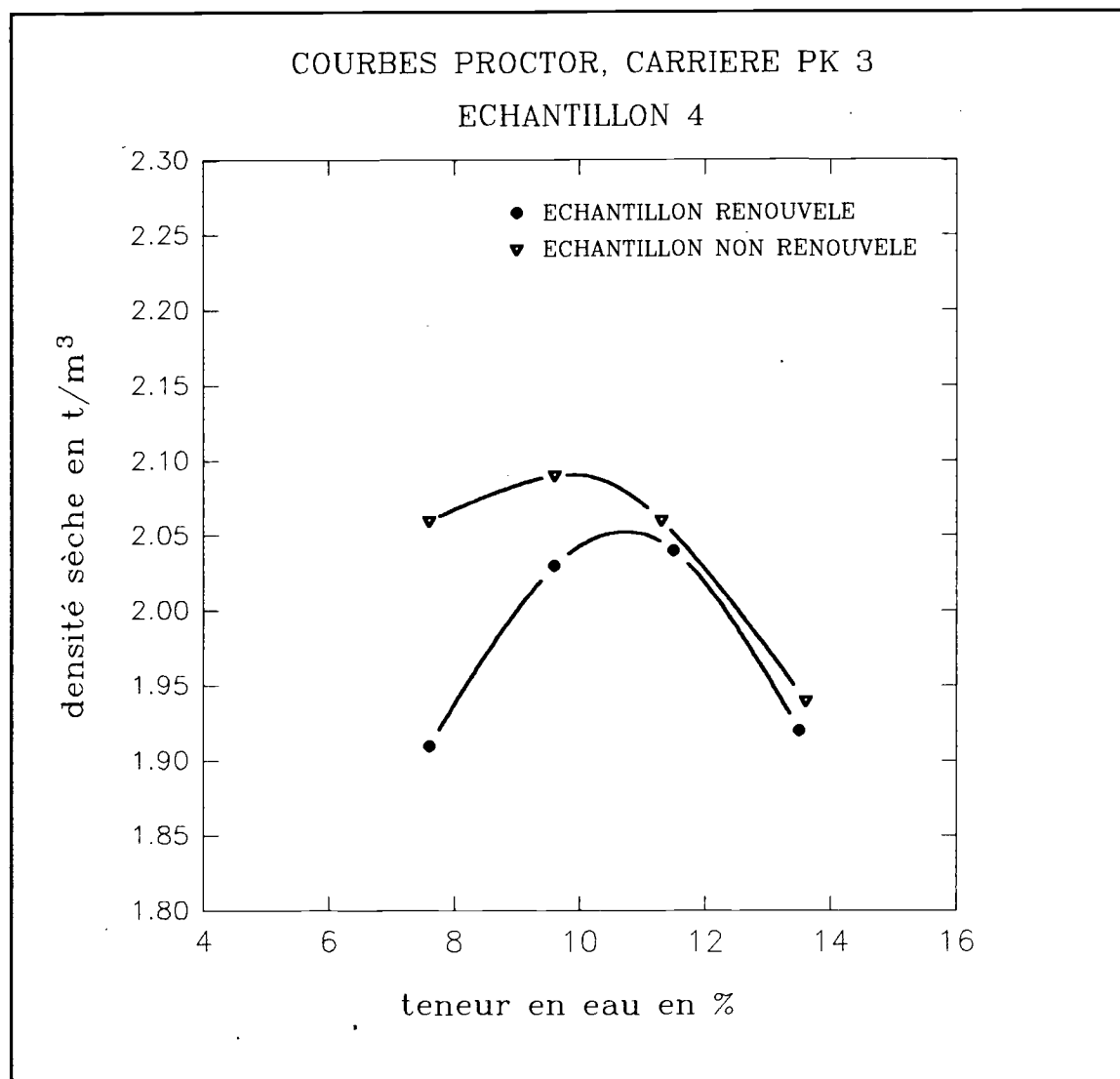


figure A1.4. Courbes proctor sur un même échantillon, renouvelé et non renouvelé, carrière PK3.

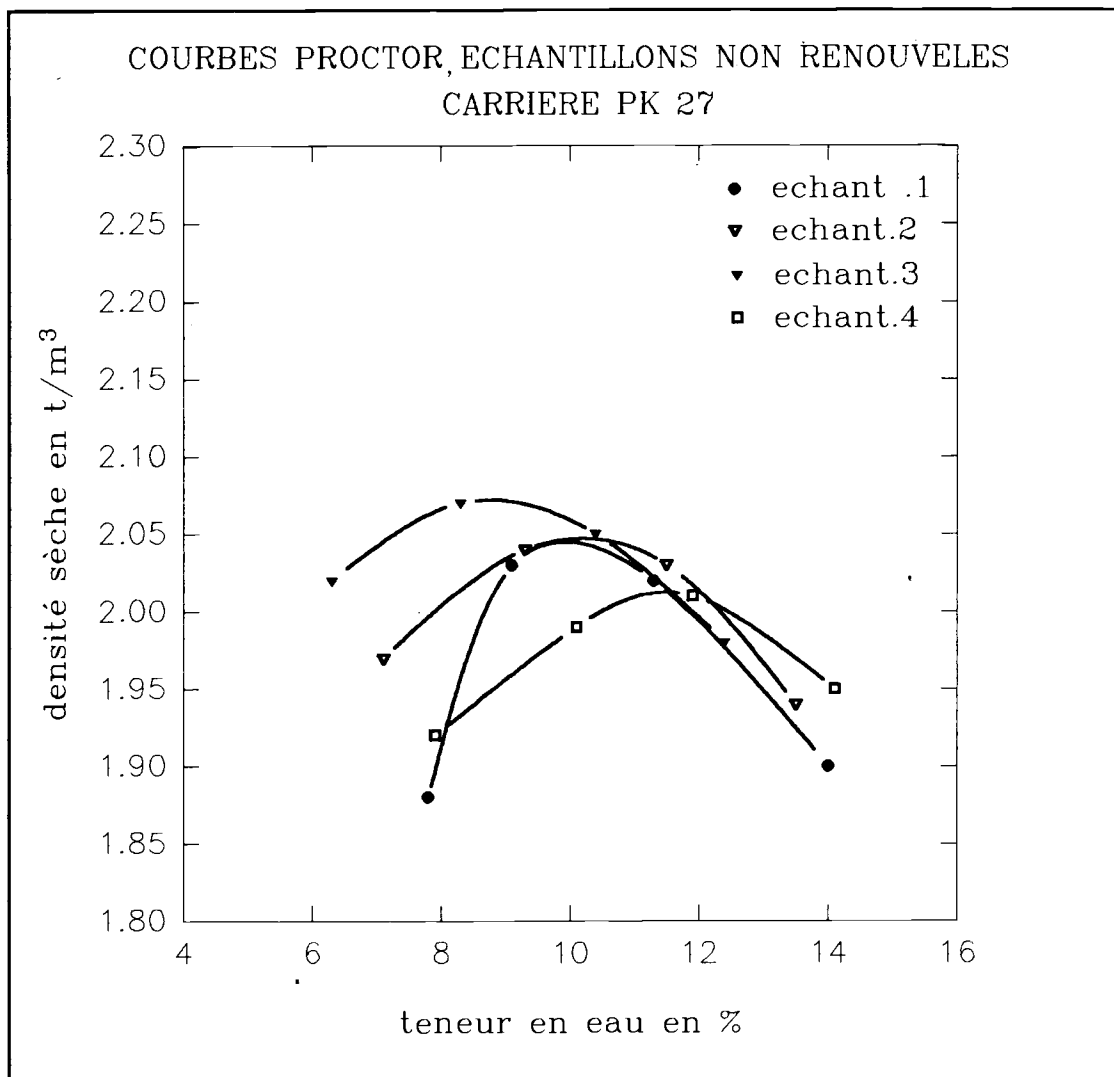


figure A1.5. Courbes proctor sur quatre échantillons non renouvelés, carrière PK 27

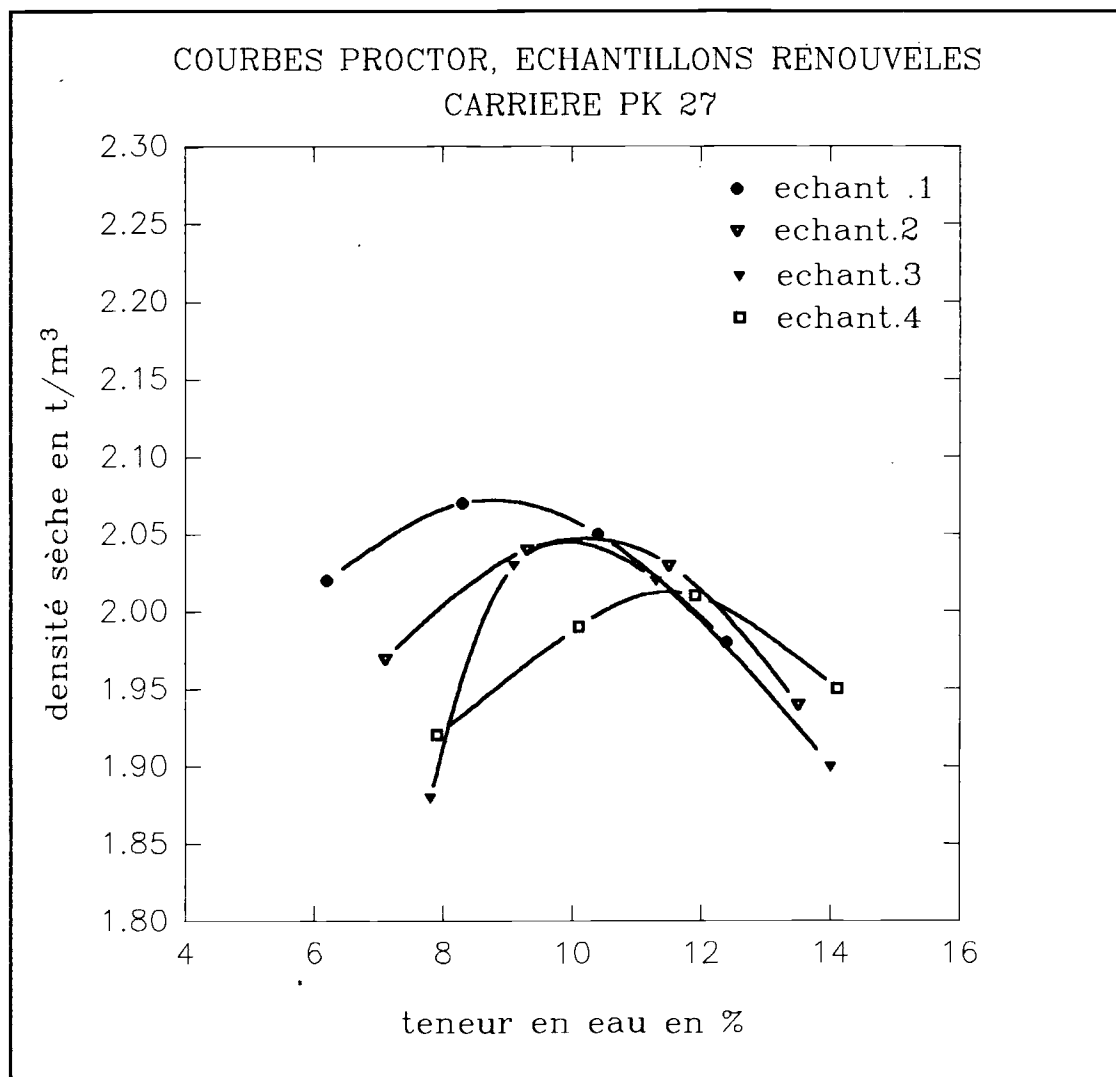


figure A1.6. Courbes proctor sur quatre échantillons renouvelés, carrière PK 27.

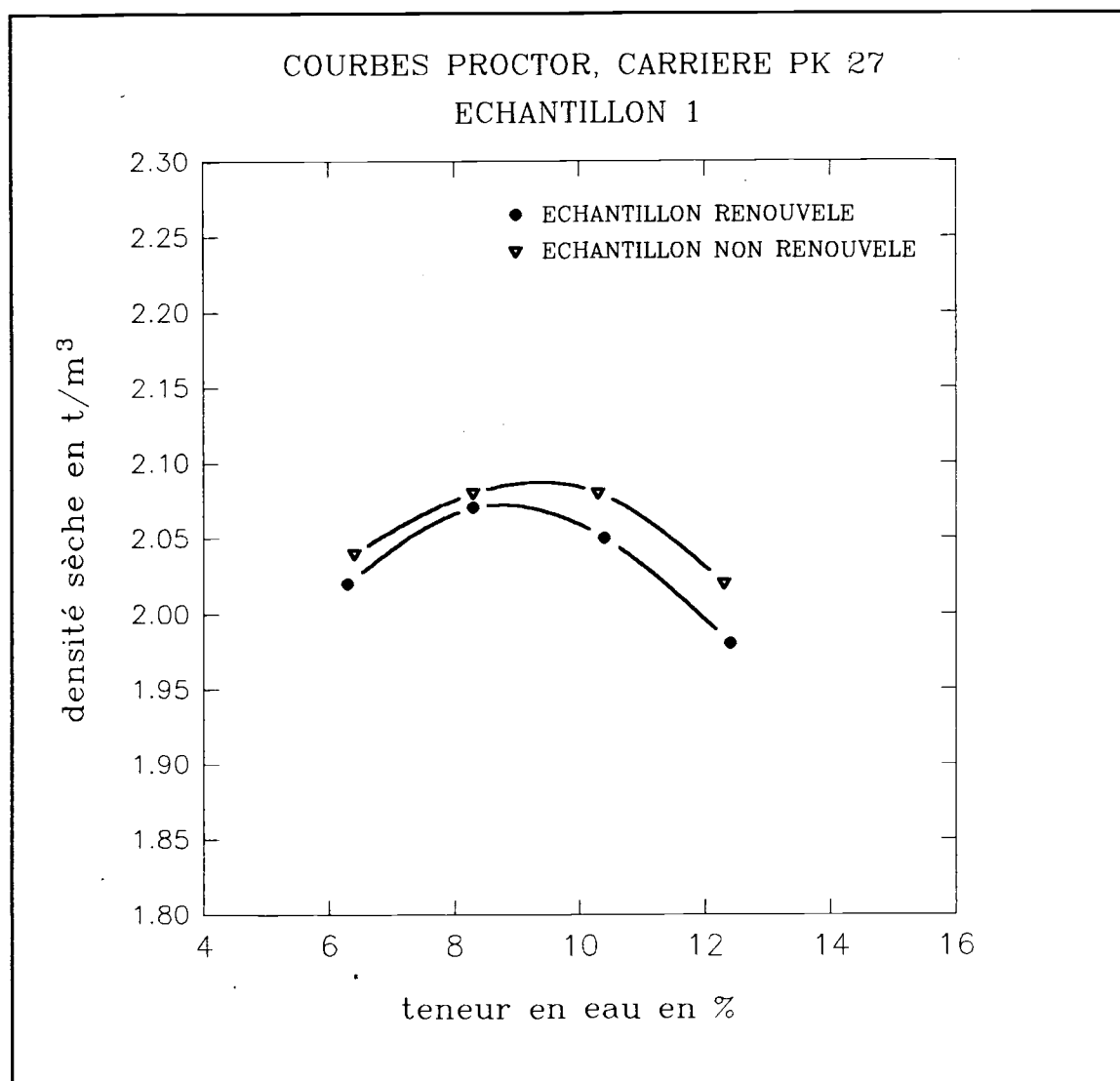


figure A1.7. Courbes proctor sur un même échantillon,
renouvelé et non renouvelé, carrière PK 27.

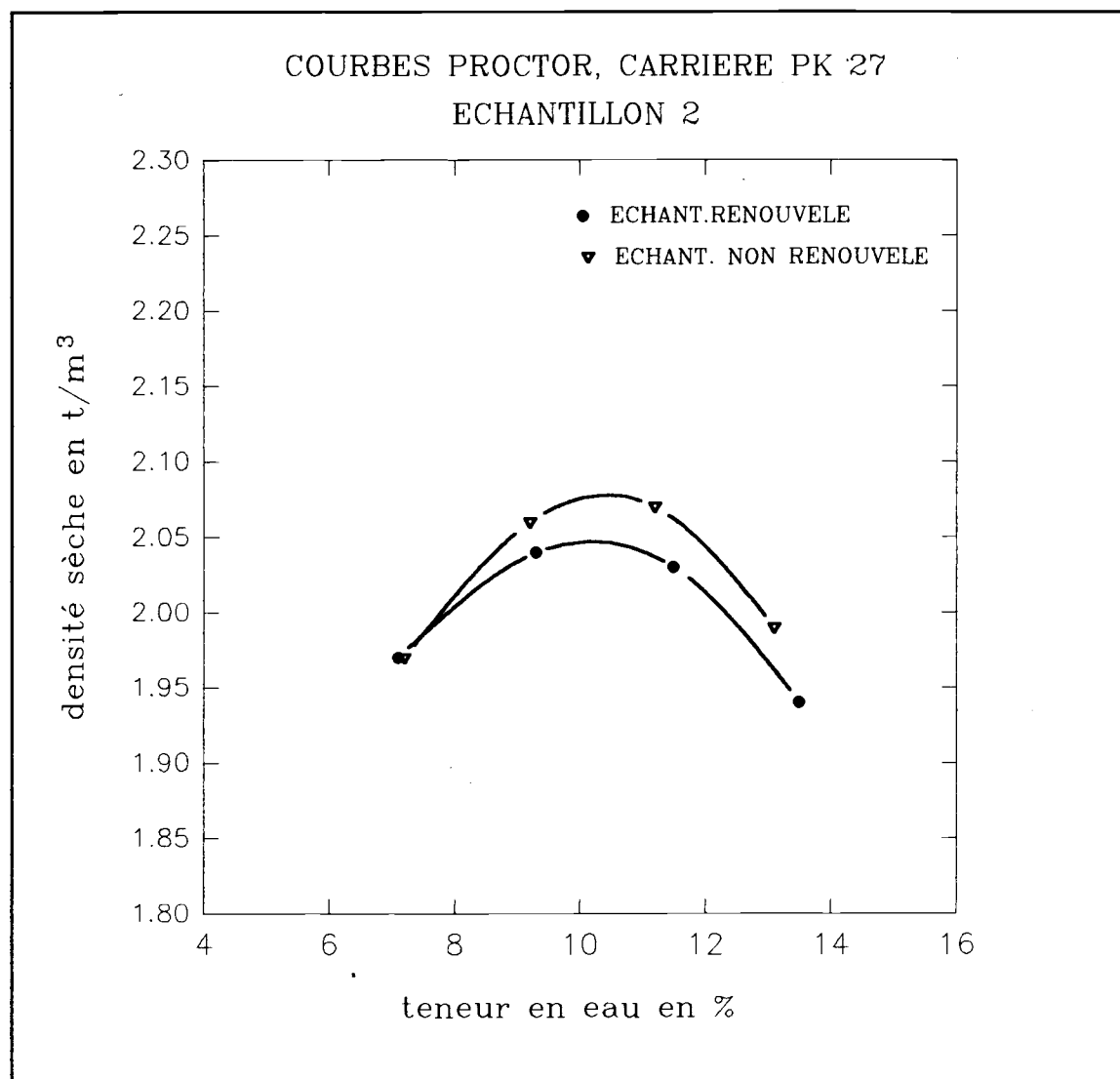


figure A1.8. Courbes proctor sur un même échantillon, renouvelé et non renouvelé, carrière PK 27.

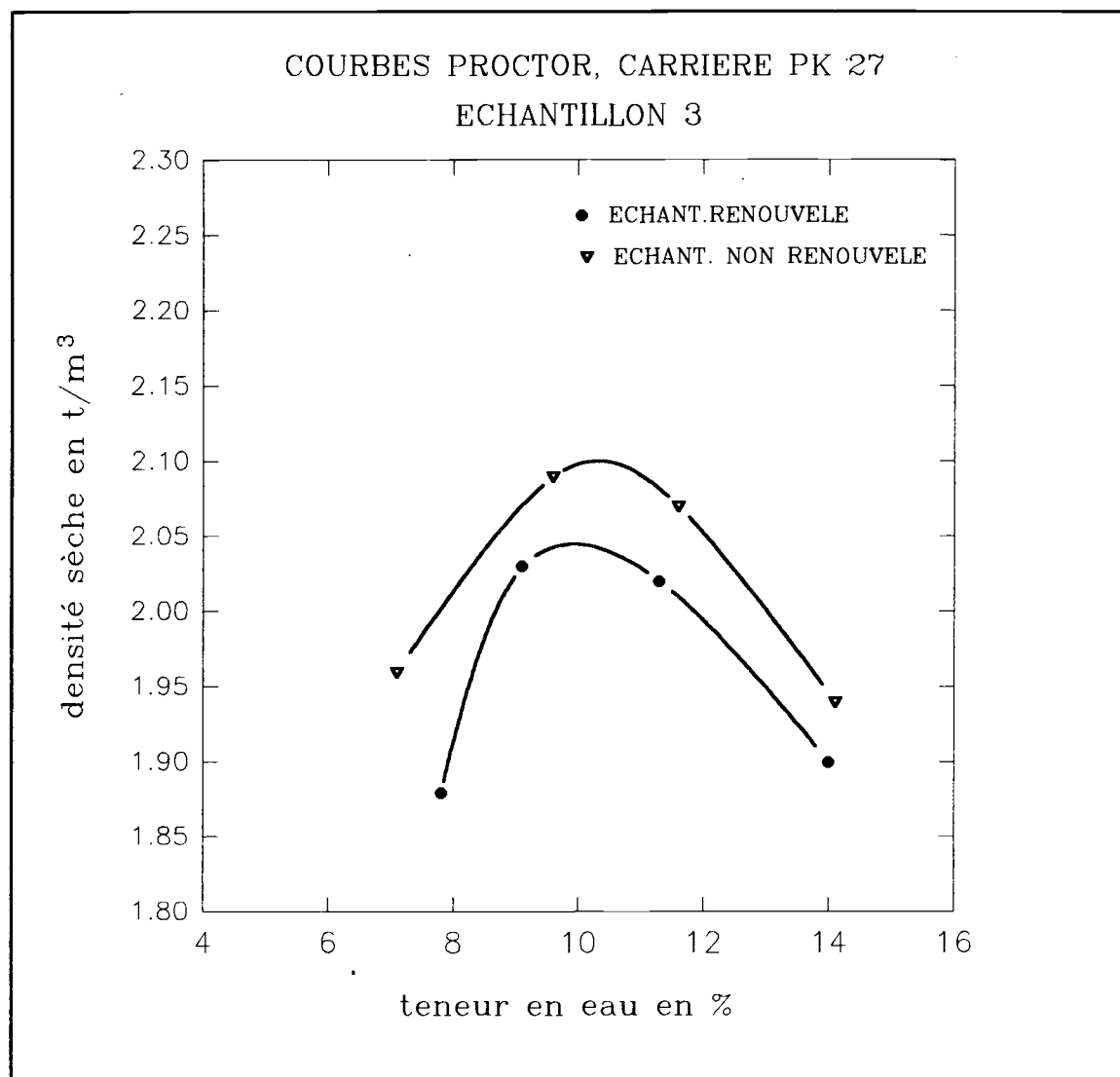


figure A1.9. Courbes proctor sur un même échantillon,
renouvelé et non renouvelé, carrière PK 27.

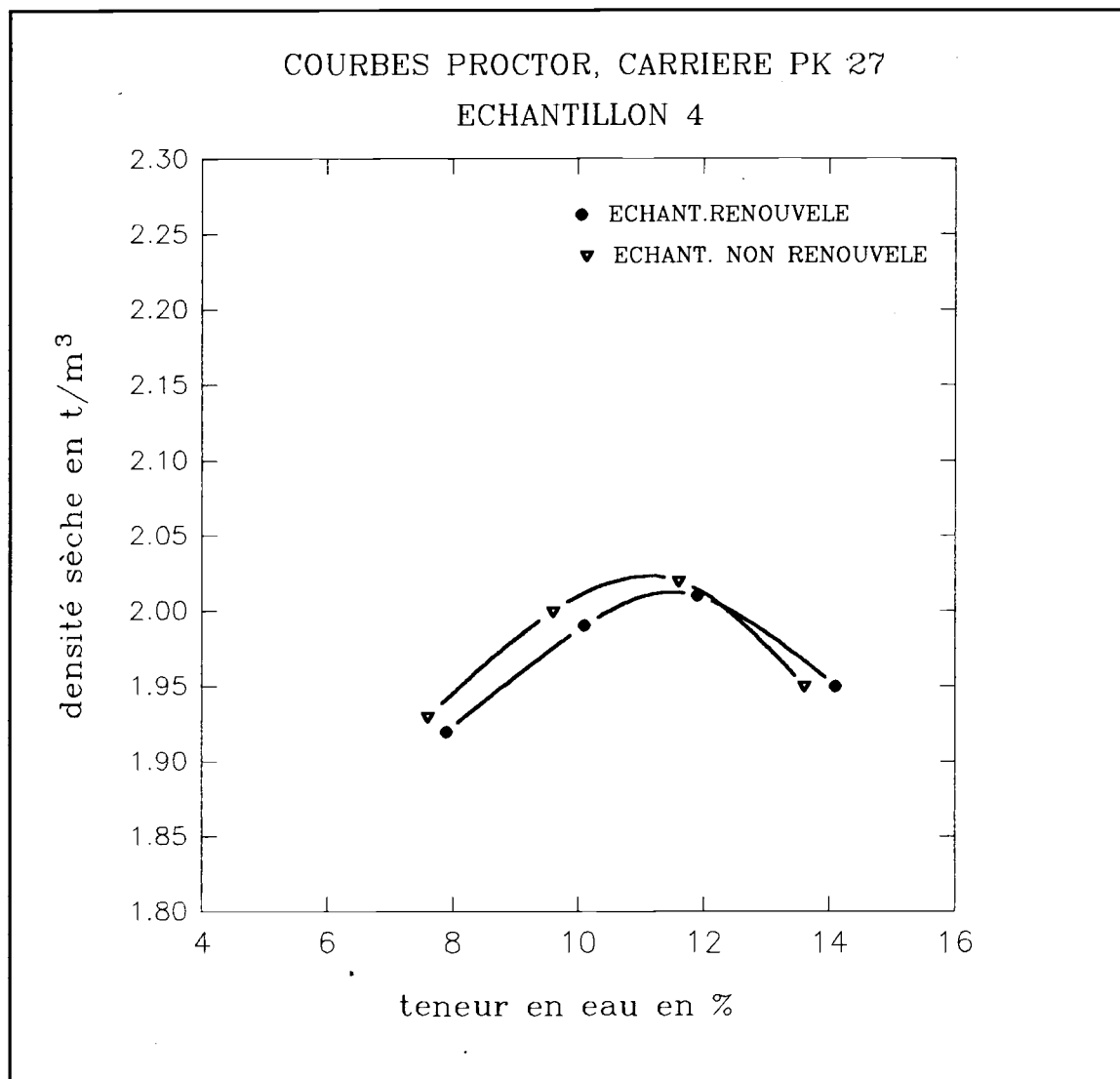


figure A1.10. Courbes proctor sur un même échantillon, renouvelé et non renouvelé, carrière PK 27.

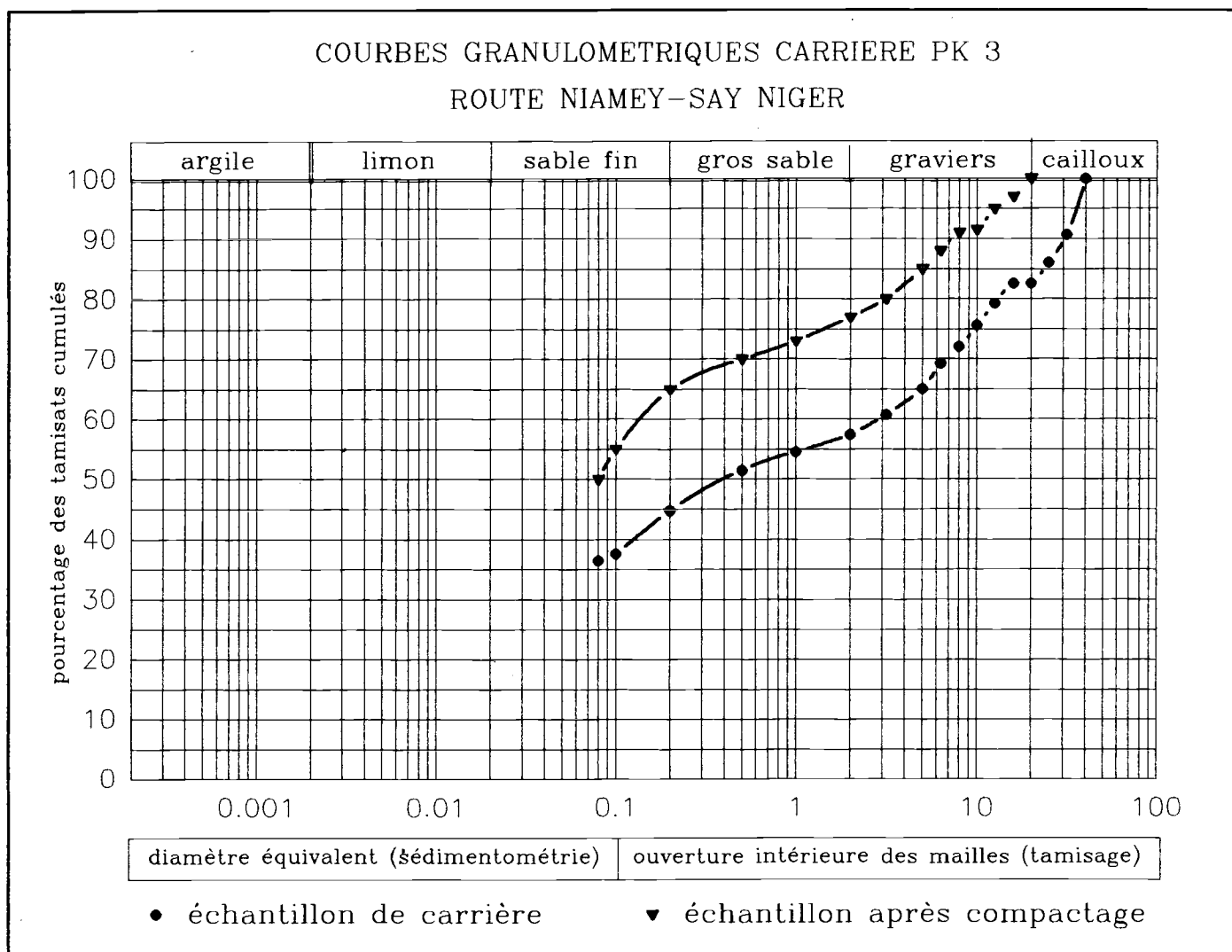


figure AI.11. Courbes granulométriques avant et après un seul compactage.

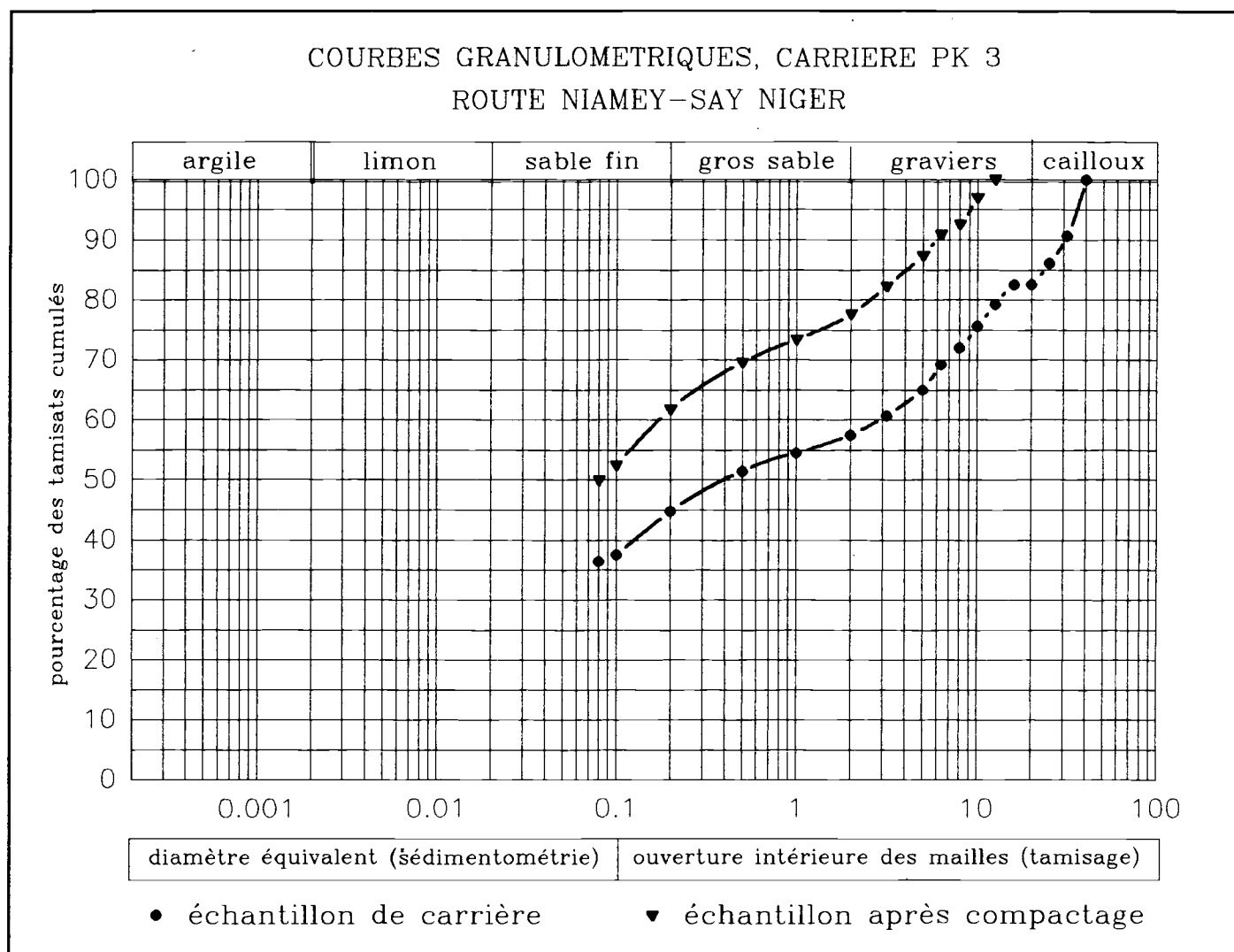
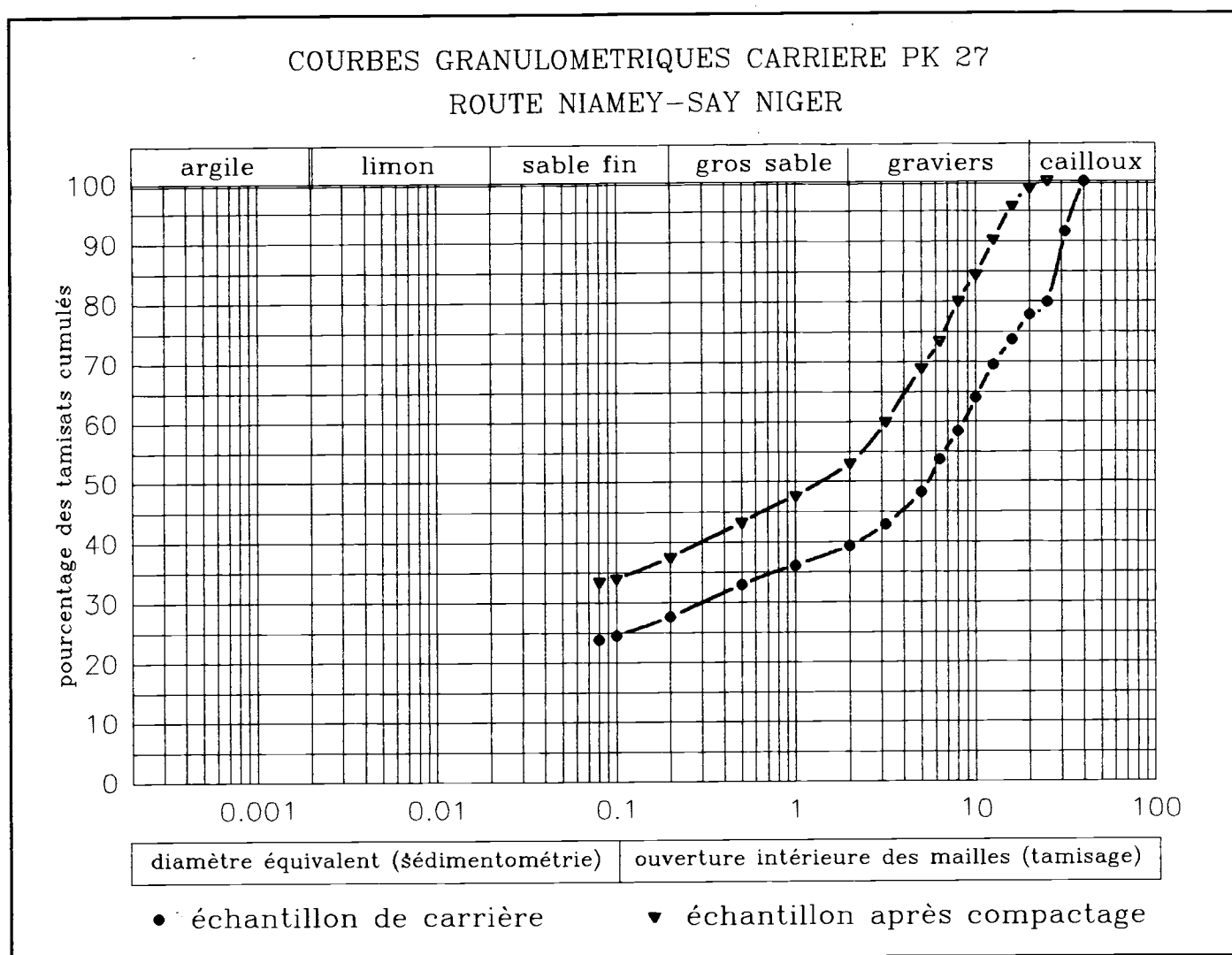


figure A1.12. Courbes granulométriques avant et après deux compactages.



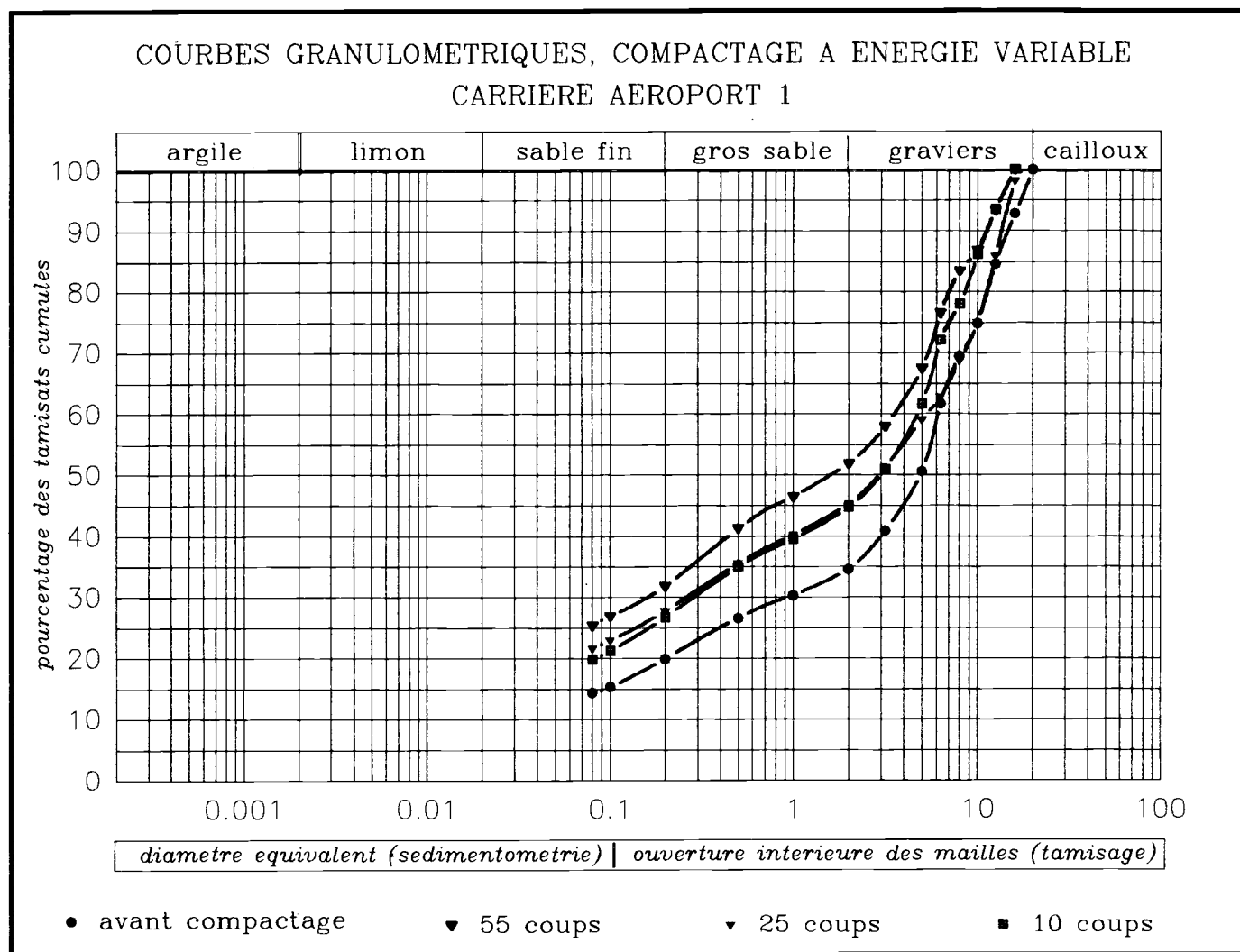


figure A1.15. Courbes granulométriques, compactage à énergie variable.

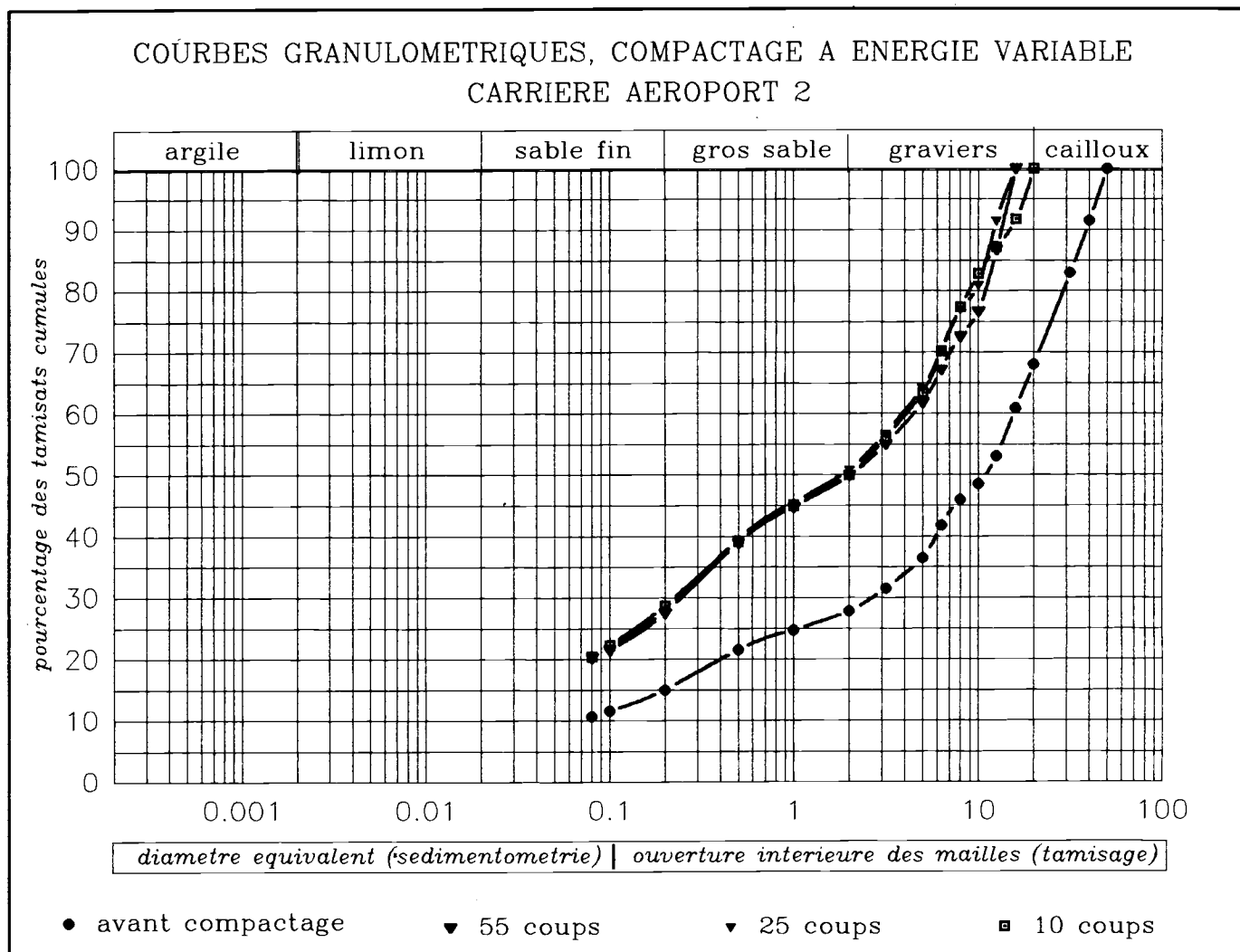


figure A1.16. Courbes granulométriques, compactage à énergie variable.

ANNEXE II

ESSAIS EFFECTUES SUR LES MATERIAUX DU MALI

L'annexe II présente quelques résultats des essais effectués à l'Université de Moncton et au Centre National de Recherches et d'Expérimentation (CNREX) du Mali sur des échantillons prélevés au Mali.

Les figures AII.1 et AII.2, présentent les courbes granulométriques des échantillons prélevés en carrière et sur la route. On remarque que les matériaux du PK 33 (tronçon présentant de la tôle ondulée) sont les moins dégradés.

Les figures AII.3, AII.4, AII.5, AII.6, présentent les courbes granulométriques avant et après compactage des matériaux prélevés en carrières. De même, on remarque que les matériaux des PK 33 et PK 51 (tronçons s'étant mal comportés) sont les moins dégradés. Par contre les matériaux des PK 18 et PK 25 (tronçons s'étant bien comportés) sont les plus dégradés.

Ceci explique qu'il existe une certaine relation entre la dureté des nodules des matériaux et leur susceptibilité à la perte en matériaux et ou à la tôle ondulée.

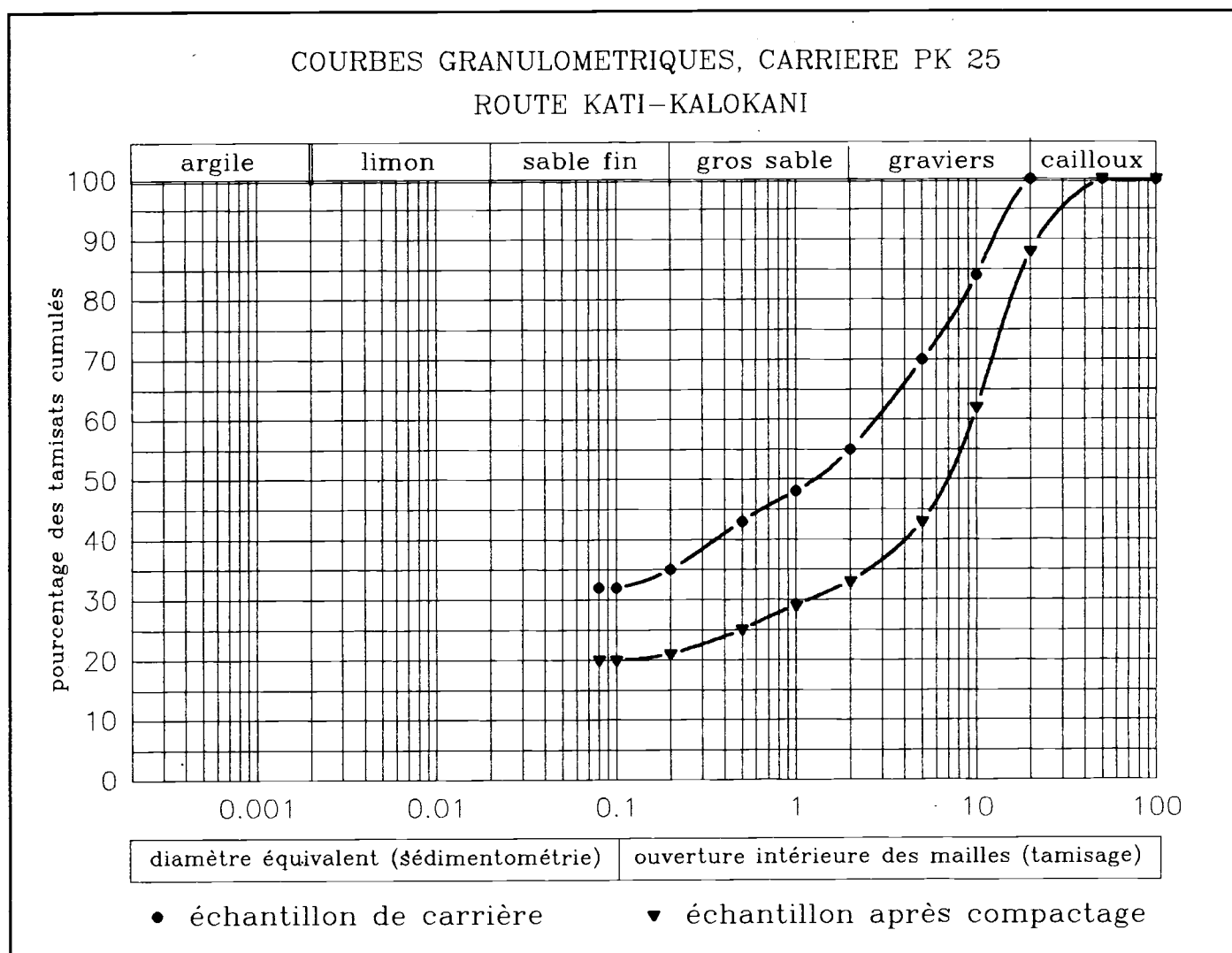


figure AII.1 Courbes granulométriques, échantillons prélevés en carrière et sur la route.

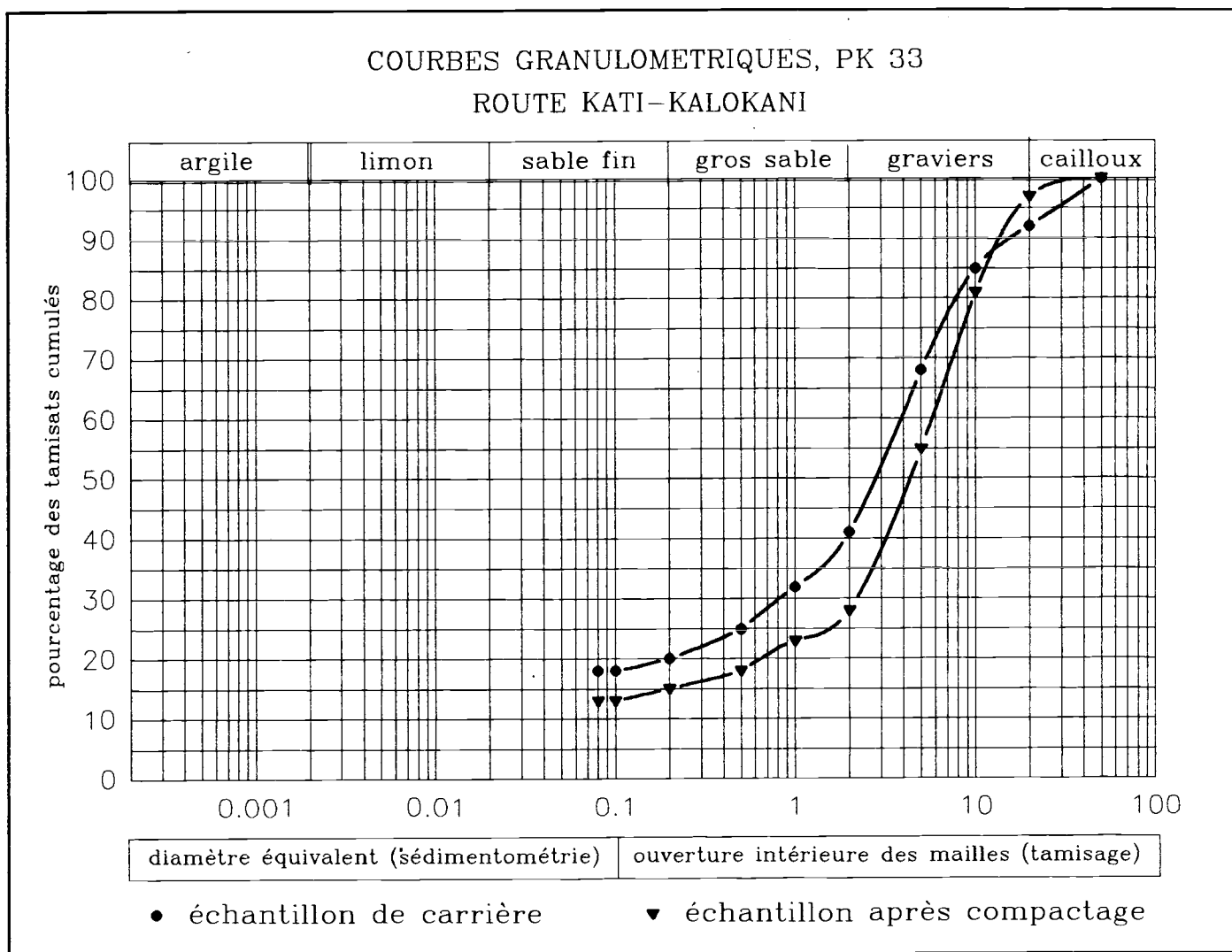


figure AII.2. Courbes granulométriques, échantillons prélevés en carrière et sur la route.

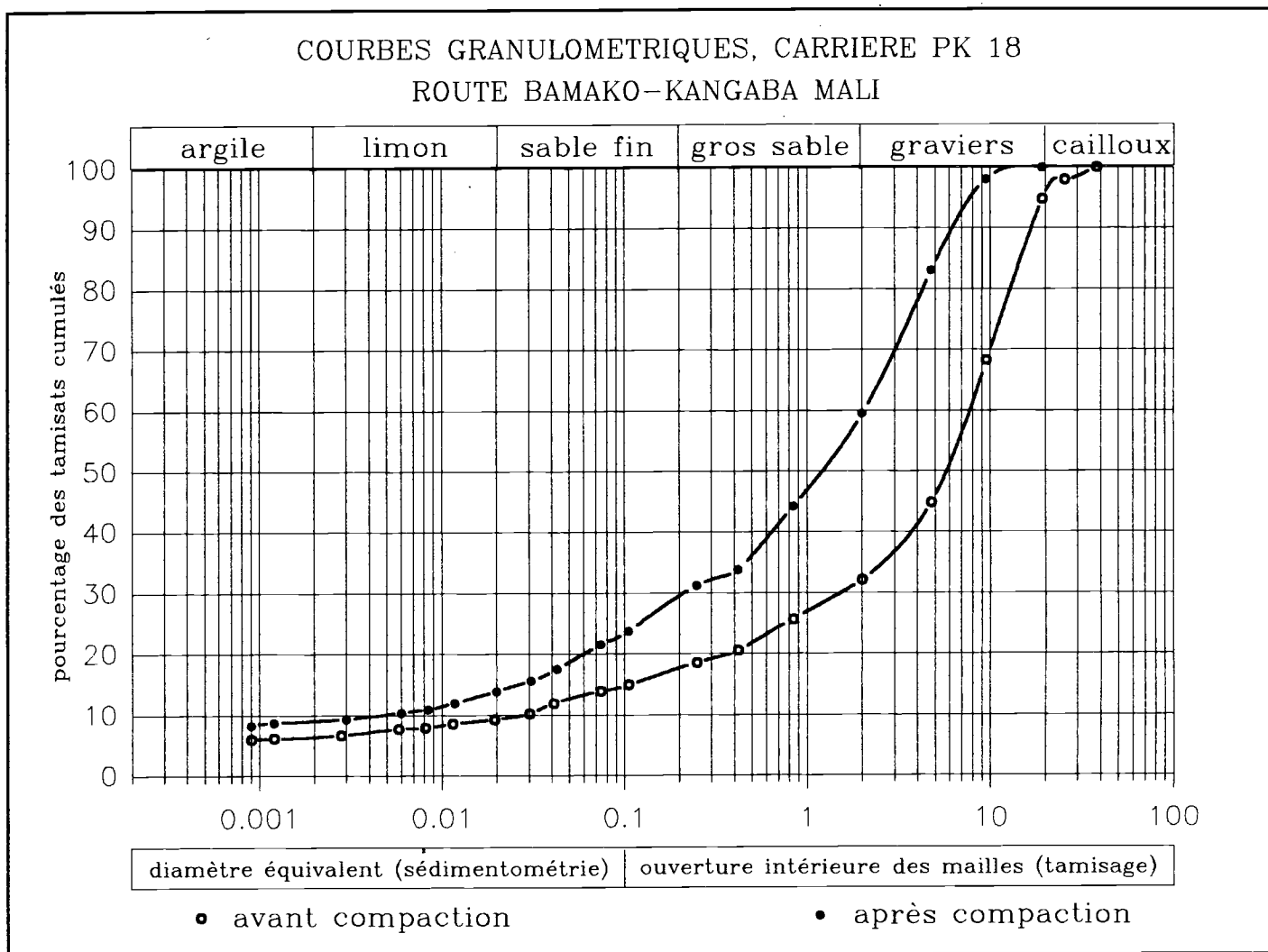


figure AII.3. Courbes granulométriques avant et après compactage

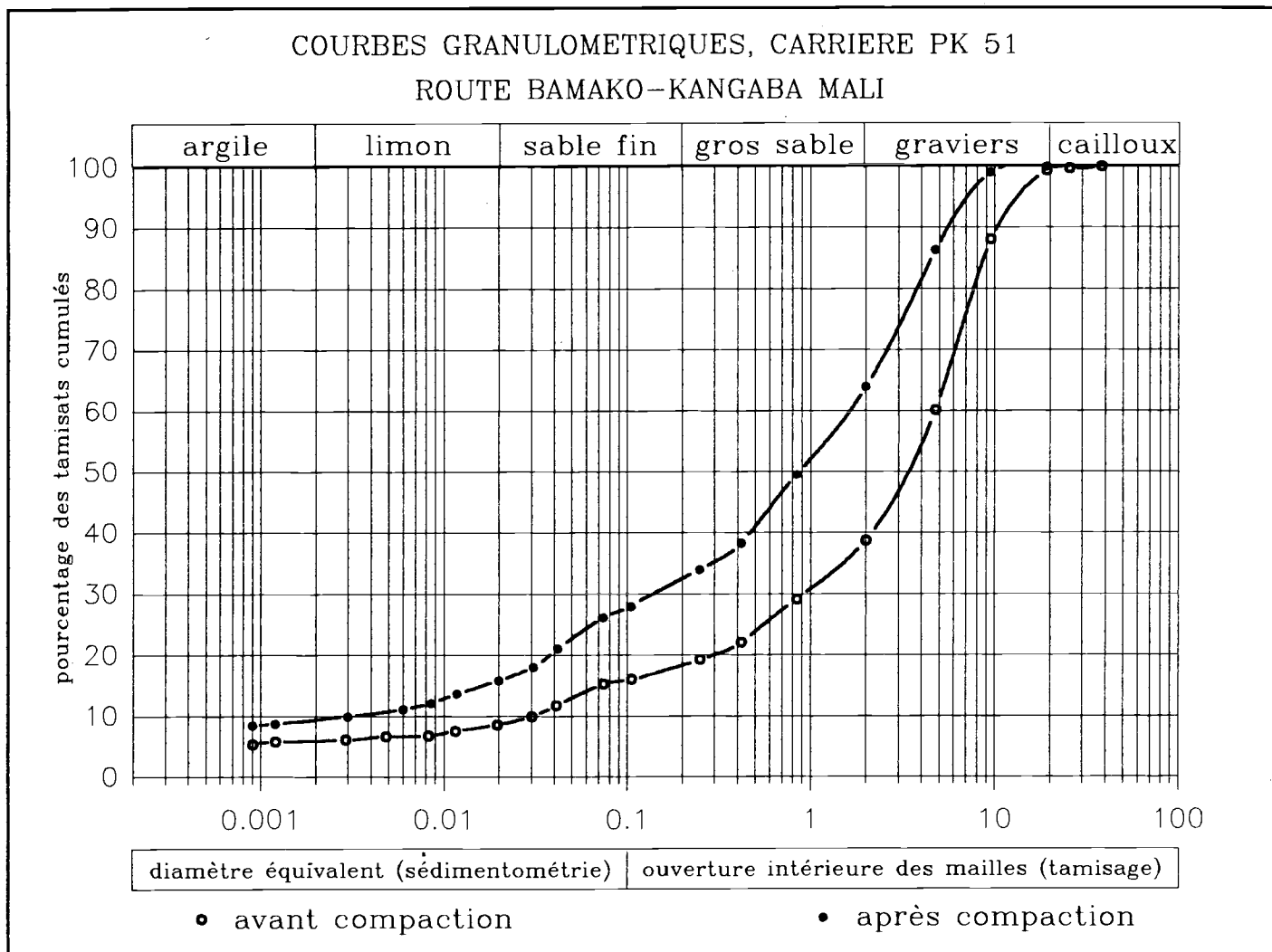


figure AII.4. Courbes granulométriques avant et après compactage.

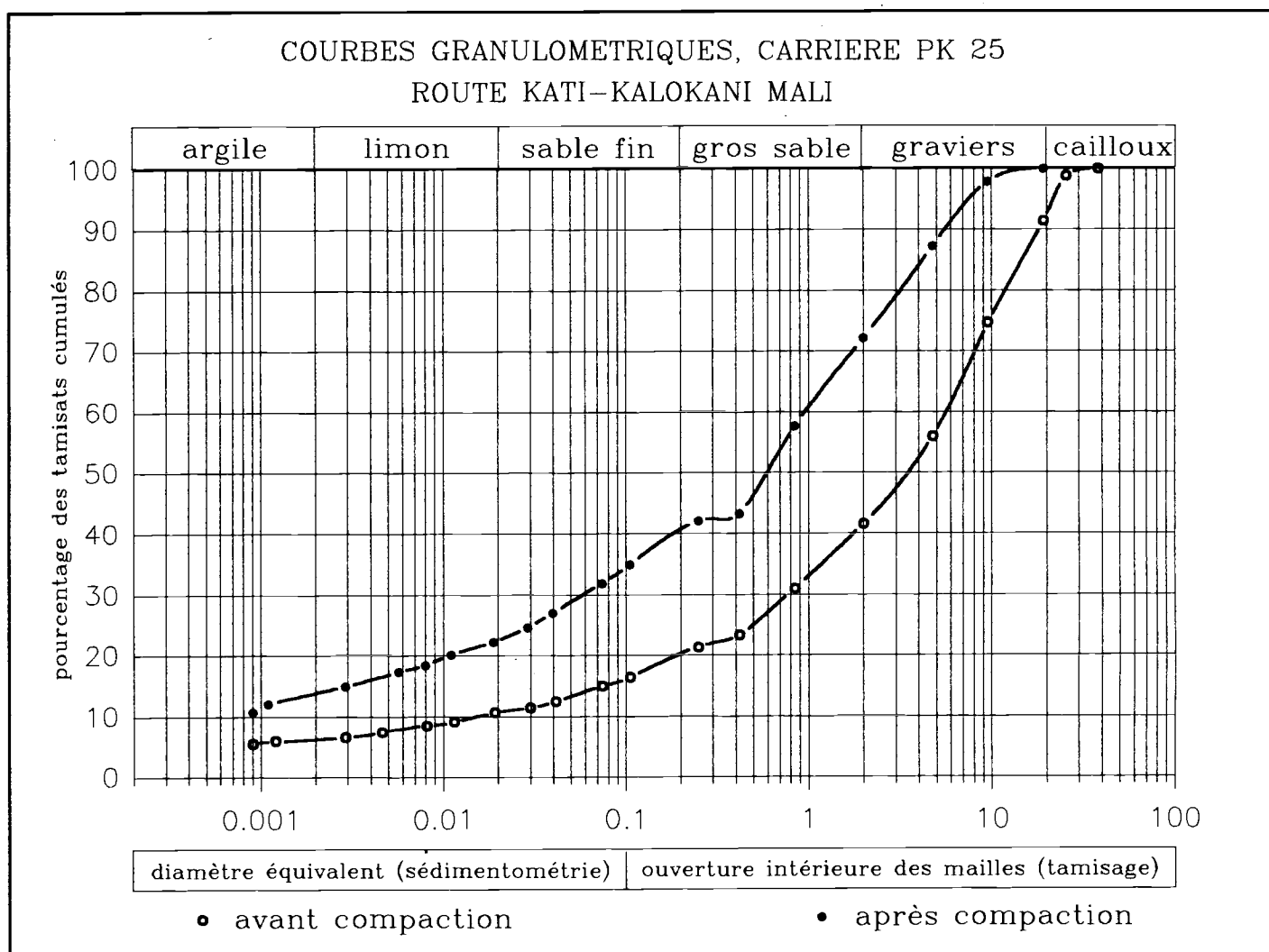


figure AII.5. Courbes granulométriques avant et après compactage.

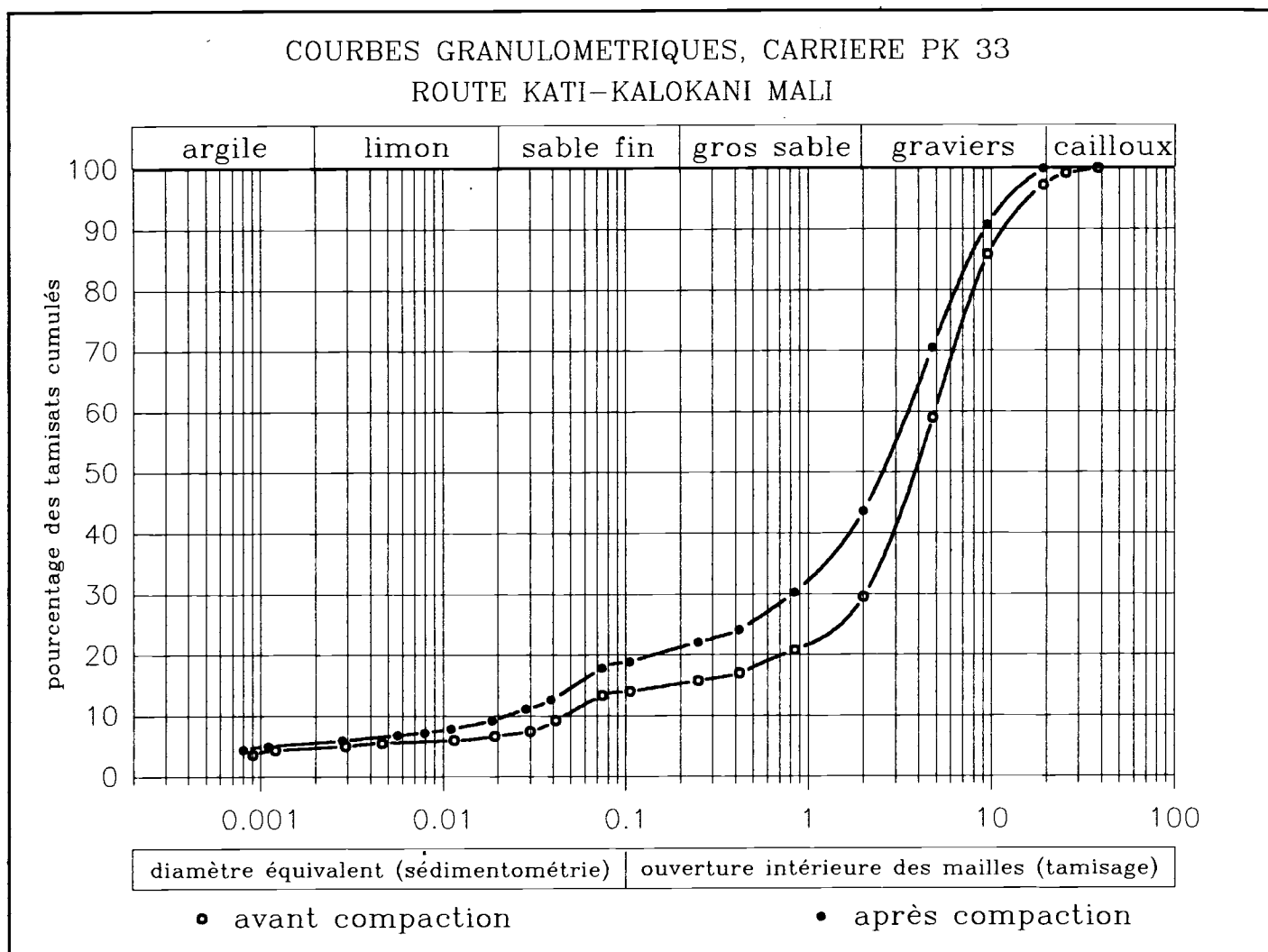
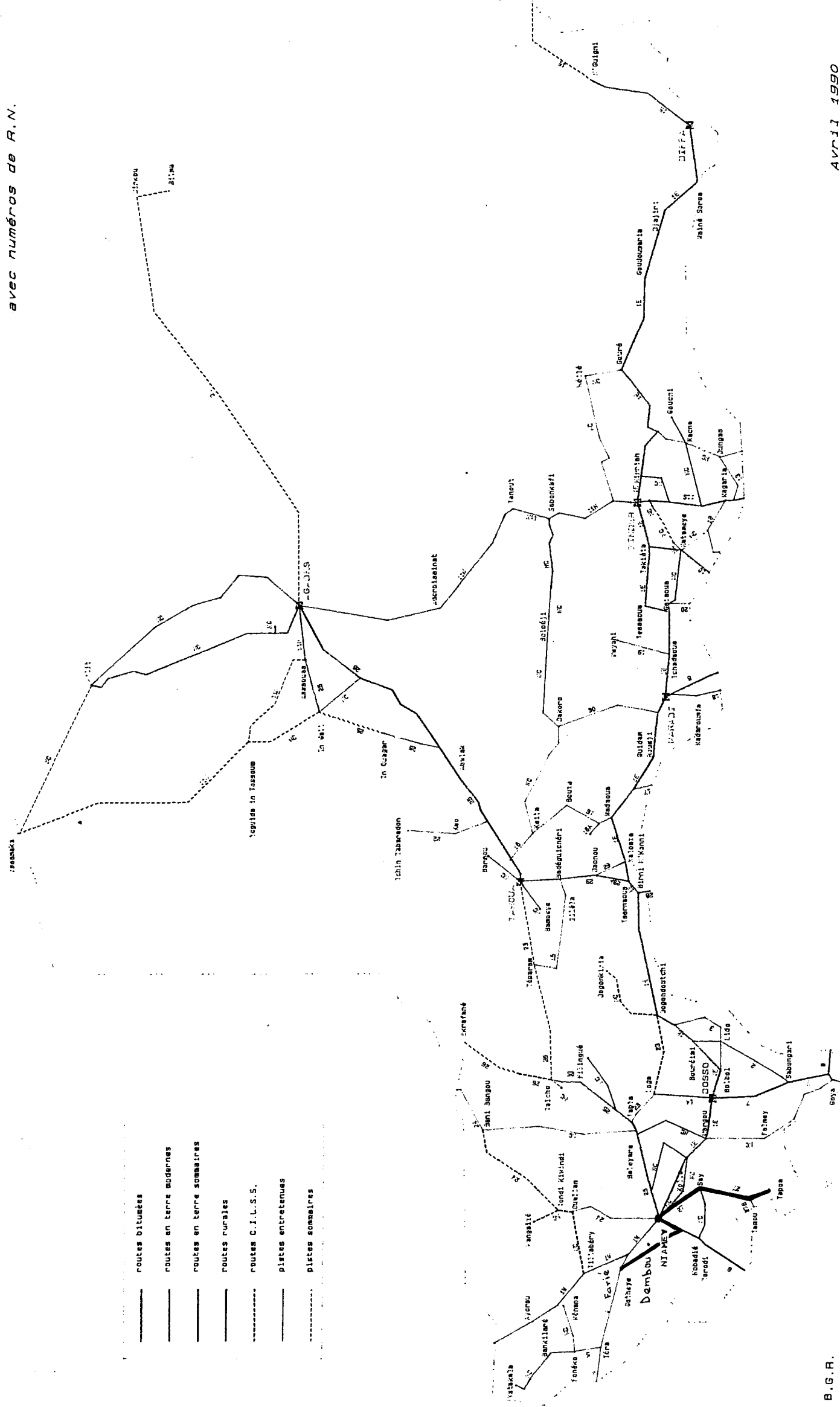


figure All.6. Courbes granulométriques avant et après compactage.

ANNEXE III**CARTES DU RESEAU ROUTIER DU NIGER ET DU MALI**

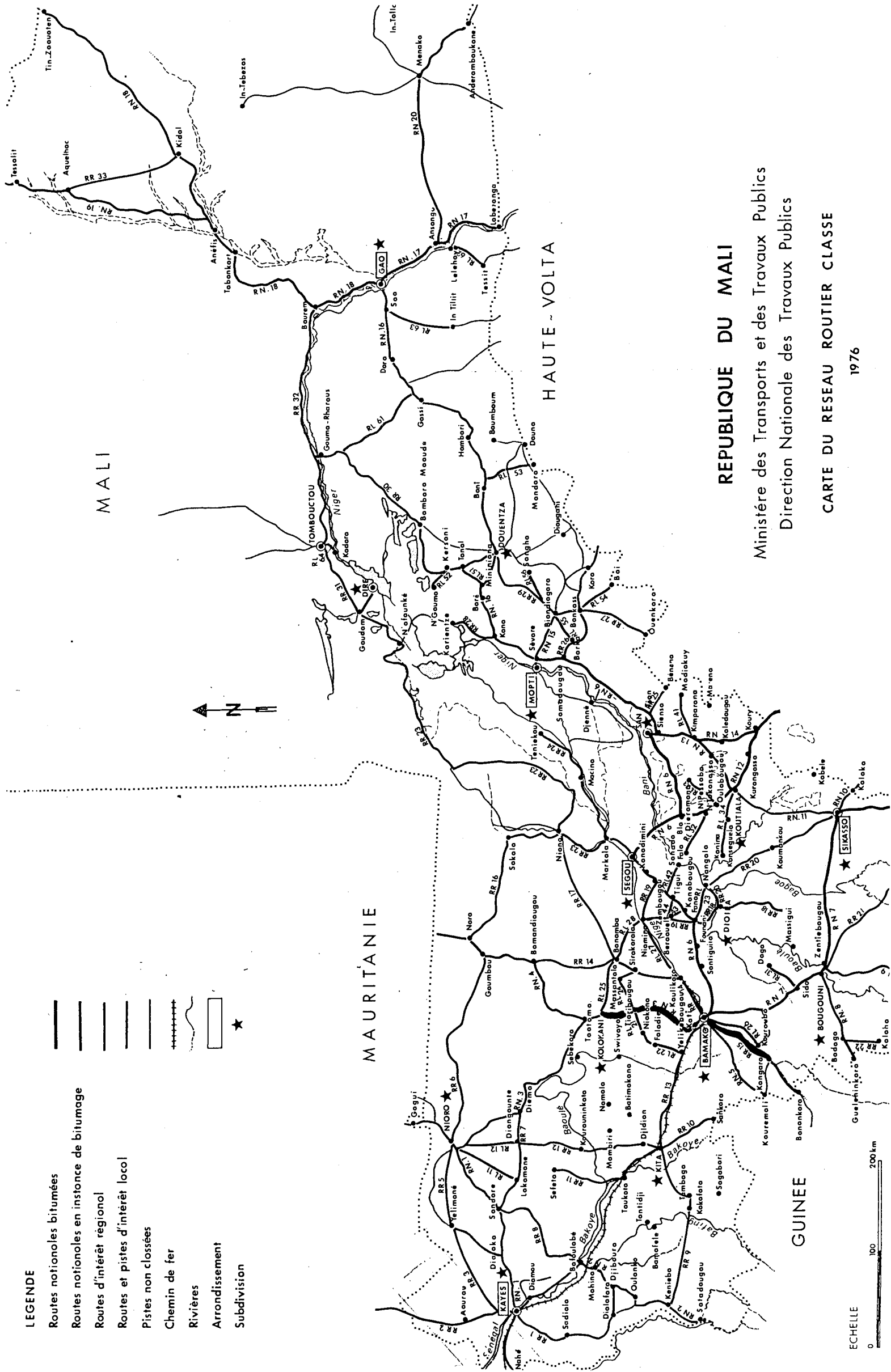
L'annexe III nous présente les cartes du réseau routier du Niger et du Mali. Sur ces cartes, on peut voir les tronçons étudiés au Niger et au Mali marqués en trait fort. Au Niger, il s'agit des tronçons Niamey-Say-Tapoa et Niamey-Dembou-Farié. Au Mali ce sont les tronçons Bamako-Kangaba et Kati-Kolokani qui ont fait l'objet de cette étude.

avec numéros de R.N.

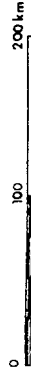


LEGENDE

- Routes nationales bitumées
- Routes nationales en instance de bitumage
- Routes d'intérêt régional
- Routes et pistes d'intérêt local
- Pistes non classées
- Chemin de fer
- Rivières
- Arrondissement
- Subdivision



ECHELLE



GUINÉE

HAUTE-VOLTA

MALI

REPUBLIQUE DU MALI
Ministère des Transports et des Travaux Publics
Direction Nationale des Travaux Publics

CARTE DU RESEAU ROUTIER CLASSE

1976